



Robert Nemlander

Junan jarrukuorman välittyminen pengerlaatalle

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 13.4.2015

Valvoja: Prof. Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: TkL Sakari Lotvonen

<b>Tekijä</b> Robert Nemlander		
<b>Työn nimi</b> Junan jarrukuorman välittyminen pengerlaatalle		
<b>Laitos</b> Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos		
<b>Professuuri</b> Pohjarakennus ja maamekaniikka		<b>Professuurikoodi</b> Rak-50
<b>Työn valvoja</b> Prof. Leena Korkiala-Tanttu		
<b>Työn ohjaaja(t)/Työntarkastaja(t)</b> TkL Sakari Lotvonen		
<b>Päivämäärä</b> 13.4.2015	<b>Sivumäärä</b> 135+44	<b>Kieli</b> suomi

### Tiivistelmä

Suomen rataverkolle kaavaillaan tulevaisuudessa painavampia ja nopeampia junia. Keskeinen asia junien turvallisen liikennöinnin kannalta on junaradan eri rakennekerrosten kuormituskestävyys suurten kuormitusten alla. Ratarakenne on monimutkainen kokonaisuus, joka on monen eri muuttujan summa. Erityisesti jarrukuorman vaikutusta on tutkittu vähän. Kun juna jarruttaa tai kiihdyttää, ratarakenteisiin välittyy vaakasuuntaisia voimia junan pyörien ja kiskojen kontaktipinnalta. Tässä työssä tutkittiin miten jarrukuorma välittyy kiskojen tasolta pengerlaatan pinnalle.

Työssä suoritettiin kirjallisuus- ja mallinnustutkimukset. Kirjallisuussosiossa selvitettiin olemassa oleva tieto junan jarrukuorman syntytavasta ja vaikutuksista ratarakenteeseen. Jarrukuorma syntyy junan pyörän ja kiskon välisestä kitkasta, jota kuvaa kitkakerroin. Kirjallisuuslähteiden mukaan kitkakerroin on 0,15...0,8. Työssä laskennallisesti määritetty kitkakerroin LM71-kuormille on 0,19...0,39. Nykyisten suunnitteluohjeiden mukaan junan jarrukuormaksi voidaan olettaa 25...28 % akselikuormasta, jolloin kitkakerroin on 0,25...0,28, tai vaihtoehtoisesti ratasilloilla 20 kN per laattametri.

Työn mallinnusosiossa Plaxis 2D -elementtimenetelmäohjelmalla rakennettiin yksityiskohtainen malli ratarakenteesta ja junan jarruttava liike simuloitiin vaiheittain kvasidynaamisena tarkasteluna. Jarrutuksen vaikutus määritettiin vertaamalla tuloksia junan ohiajoon, jossa juna ei jarruta. Mallinnustarkastelu suoritettiin luomalla 26 tarkastelutapauksen geometriamatriisi, jossa eri tarkastelugeometrioiden välillä vaihdeltiin ulkoista kuormitusta ja radan rakennekerroksien mittasuhteita. Materiaaliparametreja ei vaihdeltu.

Tulosten pohjalta saatiin käsitys mitkä ratarakenteet ovat oleellisia yleisen radan mallinnuksen ja ulkoisesta kuormituksesta rakenteille aiheutuvan todenmukaisen vasteen muodostumisen kannalta. Mallinnuksen perusteella jarrutuskuorma ei vaikuta ratapenkereessä merkittävästi pystysiirtymiin tai kokonaisjännityksiin. Junakuorma on ulkoisena kuormituksena niin paljon suurempi kuin jarrukuorma, että se määrittää pystysiirtymien ja kokonaisjännityksien suuruusluokan lähes kokonaan. Jarrukuorma vaikuttaa kuitenkin huomattavalla tavalla vaakasiirtymiin. Mallinnuksen tulosten perusteella työssä arvioitiin pengerlaattaan vaikuttavaksi vaakavoimaksi 50 kN per laattametri (ilman suunnitteluohjeiden nauhakuormia) tai 100 kN per laattametri (nauhakuormien kanssa). Vaakavoima todettiin samaksi niin junan ohiajossa kuin jarrutuksessa. Pengerlaatan pään alustaluku määritettiin eri rataolosuhteissa. Työn tulokset voivat auttaa radan rakenteiden tarkemmassa mallinnuksessa ja paalulaattarakenteen suunnittelussa.

---

**Avainsanat** jarrutuskuorma, ratarakenne, pengerlaatta, mallinnus, Plaxis

---

<b>Author</b> Robert Nemlander		
<b>Title of thesis</b> Transmittance of Train Brake Load to Embankment Slab		
<b>Department</b> Civil and Environmental Engineering		
<b>Professorship</b> Soil Mechanics and Foundation Engineering		<b>Code of professorship</b> Rak-50
<b>Thesis supervisor</b> Prof. Leena Korkiala-Tanttu		
<b>Thesis advisor(s) / Thesis examiner(s)</b> TkL Sakari Lotvonen		
<b>Date</b> 13.4.2015	<b>Number of pages</b> 135+44	<b>Language</b> Finnish

## Abstract

In the future, trains operating on the Finnish railway network are expected to be heavier and faster. A key factor in ensuring operational railway safety is the load resistance of different structural layers of the railway embankment under high loads. A track structure is the complex sum of various variables. In particular, effects of train brake loads have not been studied in focus. When a train decelerates or accelerates horizontal forces are transmitted from the contact surface of the wheel and rail to the underlying track structure. This thesis studied how train brake loads are transmitted from the rails down to the pile slab.

This thesis involved literature research and modeling. As part of the literature study, existing data on the formation mechanism and effects of train brake loads on the track structure were researched. Brake loads are produced as a result of rail-wheel friction, where a friction coefficient is used to characterize the properties of the interface interaction. Literature sources quote a friction coefficient of 0.15...0.8. In this thesis, the friction coefficient was computationally determined to lie in the range 0.19...0.39 for LM71 dimensioning loads. According to current design guidelines the brake load can be assumed to be 25...28 % of the axle load, which points at a friction coefficient of 0.25...0.28. Alternatively, on railway bridges the brake load is 20 kN per slab meter.

The FEM-based Plaxis 2D geotechnical modeling program was used to construct a detailed model of the track structure where the braking motion of a train was simulated with an incremental, quasi-dynamic analysis. The effects of braking were determined by comparing results to train drive-bys, which did not include brake load components. The modeling analysis was carried out by designing a geometry matrix of 26 geometry cases, which had different combinations of external loading and track structure dimensions. Sensitivity analysis of material parameters was not in focus.

Based on the results, relevant track structure components in general track modeling were pinpointed, and an understanding of the formation of realistic track structure responses under external loading was gained. Modeling indicates brake loads do not substantially affect vertical deformations or total stresses. The train load is so much higher than the brake load as an external load that it determines the magnitude of vertical deformations and total stresses practically altogether. The brake load does significantly affect horizontal deformations. Based on modeling results, it was calculated that the horizontal force on the pile slab was 50 kN per slab meter (without design guideline line loads) or 100 kN per slab meter (with line loads). The horizontal force was noted to be the same for both train braking and drive-by. The findings of this thesis can assist in detailed modeling of the track structure and designing of pile-slab structures.

**Keywords** brake load, railway embankment, pile-slab structure, modelling, Plaxis

# Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:ssä. Työn on tilannut ja rahoittanut Liikennevirasto, jota kiitän lämpimästi tästä mielenkiintoisesta ja sivistävästä haasteesta.

Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu (Aalto-yliopisto), jolle tulen olemaan ikuisesti kiitollinen opiskelu- ja urapolkuni suunnannäyttäjänä. Olet ihmisläheinen ja innostava esimerkki opiskelijoille, mutta mitä tärkeintä: olit aina paikalla meitä varten. Suuret kiitokset Marko Laurilalle (Pöyry Finland Oy), joka oli tukenani alusta loppuun ja jonka usko ei horjunut missään vaiheessa. Olit kiveni. Erityisen lämpimät kiitokset myös ohjausryhmälleni Liikennevirastossa, johon kuuluivat Panu Tolla, Sami Noponen ja Veli-Matti Uotinen. Jos kärsivällisyys on hyve, te olette pyhimyksiä.

Haluan osoittaa kiitollisuuteni Aalto-yliopiston pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion henkilökunnalle avusta ja innostavasta työilmapiiristä työn aikana – erityisesti Igor Mataic, joka oli korvaamaton tuki mallinnuksessa. Erityismaininta myös Jaana Vinterille (Pöyry Finland Oy) yhteistyöstä töidemme loppuunsaattamiseen. Oli ilo jakaa sama vene. Lisäksi haluan kiittää muita työni edistymiseen myötävaikuttaneita henkilöitä.

Toivottavasti jonain päivänä pystyn osoittamaan perheelleni ja ystäväilleni kiitollisuuteni määrän kaikesta tuesta opintojeni ja tämän työn aikana. Sanat eivät riitä.

Ikuiset kiitokset avovaimolleni. Elämä on tärkein koulu, ja sinä olet ollut sen arvokkain opettaja. Rakkaus on kieli, joka ylittää ajan ja rajat. Olen sinun opastuksella siinä nyt sujuva.

Espoo 13.4.2015

**Robert Nemlander**

Robert Nemlander



# Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo.....	1
Merkinnät .....	3
Lyhenteet.....	5
1 Johdanto.....	6
2 Radan rakenneosat .....	8
2.1 Yleistä .....	8
2.2 Kisko .....	9
2.3 Kiskon kiinnitysosat .....	10
2.4 Ratapölkky .....	12
2.5 Tukikerros .....	14
2.6 Väli- ja eristyskerros.....	16
2.7 Pohjamaa.....	18
2.8 Paalulaatta- ja paaluhatturakenne .....	19
3 Junan pyörien ja raiteiden välinen vuorovaikutus .....	20
4 Kuormat.....	31
4.1 Yleistä .....	31
4.2 Pystykuormat.....	32
4.2.1 Määritelmä .....	32
4.2.2 Sysäys .....	35
4.2.3 Pystysuorien kuormien jakaantuminen.....	37
4.3 Vaakakuormat.....	37
4.3.1 Määritelmä .....	37
4.3.2 Jarrukuorma.....	39
5 Materiaalimallit.....	42
5.1 Yleistä .....	42
5.2 Lineaarisesti elastinen malli .....	42
5.3 Elasto-plastiset mallit.....	42
5.3.1 Yleistä .....	42
5.3.2 Mohr-Coulomb -malli.....	43
5.3.3 Hardening Soil -malli.....	44
6 Mallinnuksen lähtötiedot.....	46
6.1 Yleistä .....	46
6.2 Elementtimenetelmä .....	46
6.3 PLAXIS.....	47
6.3.1 Ohjelma.....	47
6.3.2 Rakenne-elementit .....	48
6.4 Geometria.....	49
6.4.1 Esittely .....	49
6.4.2 Malliparametrit .....	52
6.4.3 Rajapinnat .....	53
6.5 Kuormitus.....	56
6.5.1 Mitoituskuormat .....	56
6.5.2 Mitoituskuormien skaalaus .....	57
6.5.3 Ehdotus rakennekerrosparametrien 2D-3D -skaalaukseen .....	62
6.5.4 Kuormitusvaiheet.....	65

6.6	Geometriamatriisi .....	69
7	Mallinnuksen suoritus .....	76
7.1	Tavoitteet.....	76
7.2	Herkkyystarkastelu .....	76
7.2.1	Pengerlaatta.....	76
7.2.2	Paalut .....	77
7.2.3	Pohjamaa.....	78
7.2.4	Kuormat .....	79
7.2.5	Rajapinnat .....	81
7.3	Työvaiheet.....	82
8	Tulokset .....	86
8.1	Yleistä .....	86
8.2	Pystysiirtymä .....	88
8.2.1	Pistekuormat.....	88
8.2.2	Mitoituskuormat .....	90
8.3	Vaakasiirtymä.....	92
8.3.1	Pistekuormat.....	92
8.3.2	Mitoituskuormat .....	94
8.4	Pystyjännitys .....	100
8.4.1	Pistekuormat.....	100
8.4.2	Mitoituskuormat .....	103
8.5	Vaakajännitys .....	106
8.5.1	Pistekuormat.....	106
8.5.2	Mitoituskuormat .....	109
8.6	Pengerlaatan alustaluku.....	114
8.7	Tutkimustulosten ja -menetelmien luotettavuus.....	121
9	Johtopäätökset.....	123
	Lähdeluettelo .....	125
	Liiteluettelo .....	131
	Liitteet	

## Merkinnot

A	[m <sup>2</sup> ]	poikkipinta-ala
A	[ - ]	kerroin pintojen välisessä kontaktipaineakaavassa
B	[ - ]	kerroin pintojen välisessä kontaktipaineakaavassa
B <sub>m</sub>	[kN/m]	mallinnusteknisesti korjattu vaaka-akselikuorma
E	[MPa]	kimmomoduuli
E <sub>2</sub>	[MPa]	levykuormituskokeella määritetty kantavuusarvo
E <sub>50</sub>	[MPa]	kolmiaksaalikokeen sekanttimoduuli
E <sub>oed</sub>	[MPa]	ödometrikokeen kuormitusvaiheen tangenttimoduuli
E <sub>ur</sub>	[MPa]	kolmiaksaalikokeen toisto- ja palautusvaiheen moduuli
F <sub>k</sub>	[kN]	kitkavoima
F <sub>n</sub>	[kN]	normaalivoima
G	[kN]	akselikuorma
H <sub>w</sub>	[kN]	sivutuulesta aiheutuva voima
I	[mm <sup>4</sup> ]	hitausmomentti
K <sub>i</sub>	[ - ]	kerroin sysäyskerroinkaavassa
N	[kN]	pyöräkuorma
Q <sub>tot</sub>	[kN]	kokonaispystykuorma
Q <sub>stat</sub>	[kN]	staattinen pystysuuntainen pyöräkuorma
Q <sub>centr</sub>	[kN]	kuorman pystysuuntainen lisäys kaarteessa
Q <sub>wind</sub>	[kN]	sivutuulen aiheuttama pystykomponentti
Q <sub>dyn</sub>	[kN]	dynaaminen pystysuuntainen pyöräkuorma
Q <sub>vk</sub>	[kN]	mitoituskuormakaavion akselikuorma
Q <sub>ks</sub>	[kN]	kvasistaattisesti korjattu akselikuorma
Q <sub>m</sub>	[kN/m]	mallinnusteknisesti korjattu akselikuorma
Q <sub>lak</sub>	[kN]	ominaisvetokuorma
Q <sub>lbk</sub>	[kN]	ominaisjarrutuskouma
R <sub>f</sub>	[ - ]	murtotilan jännityssuhde
R <sub>wx</sub>	[mm]	kiskon poikittaisen yläprofiilin ympyräkaaren säde
R <sub>rx</sub>	[mm]	kiskon poikittaisen yläprofiilin ympyräkaaren säde
R	[m]	kaaren säde
R <sub>inter</sub>	[ - ]	lujuusvähennyskerroin
V	[km/h]	nopeus
W	[mm <sup>3</sup> ]	taivutusvastus
Y <sub>tot</sub>	[kN]	kokonaisvaakakuorma
Y <sub>dyn</sub>	[kN]	dynaaminen vaakasuuntainen kuorma
Y <sub>flange</sub>	[kN]	pyörän laipan aiheuttama vaakasuuntainen voima kaarteessa
Y <sub>centr</sub>	[kN]	vaakasuuntainen kuorman lisäys kaarteessa
Y <sub>wind</sub>	[kN]	sivutuulen aiheuttama vaakakomponentti
Y <sub>e,max</sub>	[kN]	yhteen akseliin kohdistuvat vaakasuuntaiset voimat
a	[mm]	elliptisen kontaktipinnan puoliakseli
a	[m]	radan maarakennekerrosten leveys
b	[mm]	elliptisen kontaktipinnan puoliakseli
b <sub>m</sub>	[kN/m/m]	mallinnusteknisesti korjattu vaakanauhakuorma
c	[kPa]	koheesio
g	[ - ]	kerroin pintojen välisessä kontaktipaineakaavassa
g	[m/s <sup>2</sup> ]	putoamiskiihtyvyys
h	[mm]	raiteen kallistus

$h_d$	[mm]	kallistuksen vajo
$k$	[ - ]	maarakennekerrosten jäykkyysparametrien korjauskerroin
$k_s$	[MN/m <sup>3</sup> ]	alustaluku
$k_H$	[GN/m]	Hertzin jousivakio
$m$	[kg/m]	massa
$m$	[ - ]	kerroin pintojen välisessä kontaktipaineakaavassa
$n$	[ - ]	kerroin pintojen välisessä kontaktipaineakaavassa
$n$	[ - ]	rataosan kunnossapitotasosta riippuva kerroin
$p$	[kPa]	keskimääräinen pääjännitys
$p_c$	[mm]	kaluston painopisteen etäisyys
$p_w$	[mm]	sivutuulen voimaresultantin etäisyys
$q$	[kPa]	deviatorinen jännitys
$q_a$	[ - ]	muodonmuutoksen ja deviatorisen jännityksen suhde
$q_f$	[kPa]	suurin deviatorinen jännitys
$q$	[kPa]	vaakajännitys
$q_{vk}$	[kN/m]	mitoituskuormakaavion nauhakuorma
$q_{ks}$	[kN/m]	kvasistaattisesti korjattu nauhakuorma
$q_m$	[kN/m/m]	mallinnusteknisesti korjattu nauhakuorma
$r$	[ - ]	kerroin pintojen välisessä kontaktipaineakaavassa
$r_n$	[mm]	junan pyörän normaalisäde
$r_o$	[mm]	junan pyörän pyörimissäde
$s$	[mm]	raiteen leveys
$s$	[mm]	vaakasiirtymä
$v$	[m/s]	nopeus
$w$	[kN/m/m]	metripaino
$K_1$	[ - ]	parametri kitkakertoimen määrittämiseksi
$K_2$	[ - ]	parametri kitkakertoimen määrittämiseksi
$\alpha_{muk}$	[ - ]	mallinnusulottuvuuskorjauskerroin
$\gamma$	[ ° ]	pyörän ja kiskon välisen kontaktipinnan kulma
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	tilavuuspaino
$\delta$	[mm]	vähennyskerroin
$\eta$	[Pa·s]	viskositeetti
$\theta$	[°]	suhteen B/A funktio pintojen kontaktipaineakaavassa
$\mu$	[ - ]	kitkakerroin
$\nu$	[ - ]	Poissonin luku
$\rho$	[kN/m <sup>3</sup> ]	tiheys
$\sigma_{max}$	[kPa]	pintojen välinen maksimikontaktipaine
$\sigma_0$	[MPa]	vetolujuus
$\varphi$	[ ° ]	kitkakulma
$\varphi_v$	[ - ]	sysäyskerroin
$\psi$	[ ° ]	dilataatiokulma

## Lyhenteet

DAF	Dynaaminen sysäyskerroin
EVA	Etyylivinyylisetaatti
FDM	Differenssimenetelmä
FEM	Elementtimenetelmä
HS	Hardening soil -materiaalimalli
LE	Lineaarisesti elastinen materiaalimalli
RATO	Ratatekniset ohjeet
RHK	Ratahallintokeskus
URG	Uuden radan geometria
USP	Under sleeper pad
VRG	Vanhan radan geometria
YTE	Yhteentoimivuuden tekniset eritelmät

# 1 Johdanto

Rautatieliikenteellä on merkittävä kansantaloudellinen merkitys tavara- ja henkilö- kuljetuksissa. Kasvavan teollisuuden, ulkomaankaupan ja henkilöliikenteen odotetaan kasvattavan tasaisesti rautatieliikennettä seuraavan parin vuosikymmenen ajan. Tästä johtuen Liikennevirasto pyrkii kehittämään rautatieverkkoa. Tavarakuljetuksien edistämiseksi tavoitteeksi on otettu 25 tonnin akselipainon sallivien rataosuuksien laajentaminen. Kehitystoimenpiteillä pyritään myös parantamaan liikenneturvallisuutta ja nostamaan junien nopeuksia.

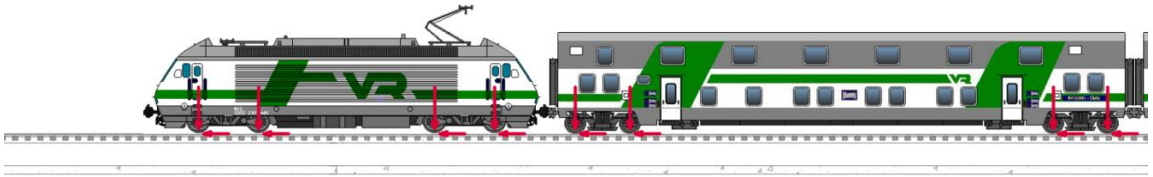
Ratarakenne on monimutkainen kokonaisuus, jossa jokainen rakenneosia vaikuttaa radan käyttäytymiseen lyhyellä ja pitkällä aikavälillä. On tärkeää ymmärtää eri rakenneosien rooli osana kokonaisuutta ja vaikutus muihin rakenneosiin. On tärkeää tutkia mitkä rakenneosat ovat oleellisia tarkasteltaessa ratarakennetta eri tarkastelunäkökulmista. Alustavat, laaja-alaiset tutkimukset tehdään nykyään yleensä laskennallisesti eri mallinnusohjelmilla, joilla voidaan tutkia nopeasti ja kustannustehokkaasti suuria määriä muuttujia ja siten erotella olennainen epäolennaisesta. Lopulliset, täsmällisesti kohdistetut tutkimukset tehdään kenttätutkimuksina, jotta saadaan tarkkoja tosimaailman havaintoja suunnittelua ohjaavien päätösten tekemiseksi.

Ymmärtämällä radan rakenneosien vaikutussuhteet ajan ja kuormitushistorian suhteen voidaan tehdä perusteltuja päätelmiä nykyisten rataosuuksien kunnosta. Voidaan kohdistaa käytännön tutkimus- ja korjaustoimenpiteet täsmällisemmin oikeisiin kohteisiin. Suurelta osin radan rakennekerroksien ovat katseilta piilossa maanpinnan alla. Ennen kaikkea suurempi ymmärrys radan rakenneosien käyttäytymisestä auttaa ennustamaan olemassaolevien ratarakenteiden käyttäytymistä ja suunnittelemaan uusia rataosuuksia ennen kuin tulevaisuuden painavimmat ja nopeammat junat lasketaan vapaaksi kiskoille. Kehittyvän ymmärryksen myötä voidaan optimoida suunnittelu-, rakennus- ja korjausmenetelmät. Säästöjä syntyy tehokkaammasta rakennusmateriaalien käytöstä ja säästetystä ajasta.

Keskeinen asia painavampien ja nopeammin kulkevien junien liikennöinnissä on junaradan eri rakennekerrosten kuormituskestävyys. Nykyiset suomalaiset ratarakenteet on rakennettu pääsääntöisesti roudan asettamien vaatimusten mukaan, mitkä ovat olleet riittävät tähän asti myös kuormituskestävyyden kannalta. Kuinka hyvin olemassaolevat, vanhan standardin mukaan rakennetut raideosuudet kestävät tulevaisuudessa alkuperäisiä suunnitteluarvoja suuremmat kuormat ja nopeudet? Tämä on kysymys, johon tämä työ pyrkii osaltaan auttamaan vastaamaan.

Työn tavoitteena oli tutkia miten junan jarrukuorma välittyy pengerlaatalle. Työ jaettiin kahteen osaan: kirjallisuus- ja tutkimusosaan. Kirjallisuusosassa esiteltiin junaradan keskeiset rakenneosat, nykyiset suunnitteluohjeet ja muutamia aikaisempia tutkimuksia koskien junan jarrutuksen vaikutusta ratarakenteisiin.

Tutkimusosassa tutkittiin liikkuvan junan jarrutuksesta aiheutuvan vaakasuuntaisen jarrutuskuormituksen vaikutusta radan rakennekerrokseen geoteknisellä mallinnusohjelmalla nimeltä Plaxis 2D. Laskenta suoritettiin elementtimenetelmällä kaksiulotteisessa geometriassa (Kuva 1-1). Työssä suoritettiin kvasi-dynaaminen kuormitus-tarkastelu, jossa junan akselikuormat kulkivat kiskoilla geometrian poikki ajan suhteen.



**Kuva 1-1.** Havainnekuva junakuormien (pystysuuntainen akselikuorma ja vaakasuuntainen jarrutuskuorma) määrittelyperiaatteesta ja tutkittavista radan rakennekerroksista (kisko, pölkyt, maarakennekerrokset ja penglerlaatta) kaksiulotteisessa mallinnusohjelmassa.

Mallinnettavia geometrioita oli kaikkiaan 26. Geometriamatriisiin muuttujat muodostuivat seuraavista tekijöistä:

- junan pyörän ja kiskoteräksen välinen kitkakerroin,
- kuormakaavio (uusi ja vanha suunnitteluohje, pistekuormat),
- penglerlaatan pituus,
- ratapengerkorkeus,
- ratatyyppi (uudis- ja korjausrakennus), ja
- junan liike (ohiajo ja jarrutus).

Vertaamalla geometriamatriisin tuloksia keskenään voitiin päätellä mitkä muuttujat, radan rakennekerroksien ominaisuudet ja kuormitusolosuhteet vaikuttivat eniten radan käyttäytymiseen. Työn tutkimusosassa määritettiin mallinnusohjelman avulla ennen kaikkea painavan, nopealiikkeisen junan jarrutustapahtuman osalta seuraavat kaksi tärkeää parametria:

- jarrutuskuorman aiheuttaman vaakajännityksen jakautuminen radan rakennekerroksissa ratapengerkorkeuden funktiona, ja
- penglerlaatan päässä vaikuttavan laskennallisen jousen alustaluku.

Näiden tulosten perusteella määritettiin mitkä radan rakennekerrokset ottavat vastaan suurimman osan kuormituksista ja mitkä tekijät vaikuttavat eniten ratarakenteen kuormanvälityskykyyn. Saatuja tuloksia verrataan nykyisten suunnitteluohjeiden arvoihin.

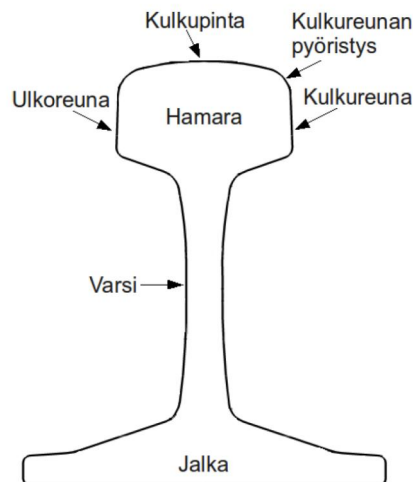
Työn tulokset auttavat kehittämään penglerlaattojen paalujen suunnitteluohjeita, jotta paalutus voidaan tulevaisuuden uusilla radoilla optimoida vastaamaan lähemmäksi todellisia kuormitustapauksia. Työn geometriasta rajattiin pois pitkät paalut, jotta ei syntyisi kehävaikutusta. Paalut olisivat suurin vaikuttava tekijä tuloksissa, jotka puolestaan vaikuttavat paalutuksen suunnitteluun. Sen sijaan työssä haluttiin selvittää yksinomaan penglerlaatan ja sen yläpuolisten radan rakennekerrosten käyttäytyminen. Tämän perusteella paalutukselle voidaan määrittää itsestään riippumattomat vaatimukset.





## 2.2 Kisko

Kisko (*rail*) on jatkuva, tietyn poikkileikkausprofiilin omaava teräs rakenne, jonka ensisijainen tehtävä on ohjata radalla liikuvaa kalustoa tasaisesti eteenpäin. Kiskon osat ovat hamara (*head*), varsi (*web*) ja jalka (*foot*) (Kuva 2-2). Kiskon on oltava riittävän jäykkä pystyäkseen välittämään liikennettä taipumatta kohtuuttomasti ratapölkkyjen välillä. Kiskoja liitetään toisiinsa pääasiassa hitsatulla jatkoksella. Jatkokset ovat tyypillisesti kiskojen ongelmallisin kohta niin rakentamisen, toiminnan kuin kunnossapidon kannalta. [Selig & Waters 1994] Sähköistetyillä rataosuuksilla kiskot toimivat myös osana radan sähköistysjärjestelmää [Esveld 2001].



**Kuva 2-2** Kiskon eri alueiden nimitykset [Kauppinen 2011].

Kiskon jäykkyys riippuu kiskoteräksen kimmomoduulista  $E$  sekä kiskon poikkileikkausmitoista, jotka vaikuttavat jäyhyysmomentin  $I$  suuruuteen. Näiden parametrien tuoloa  $EI$  kutsutaan kiskon taivutusjäykkyydeksi. [Skoglund 2002]

Suomessa käytetään nykyisin enimmäkseen 54 E1- ja 60 E1 -kiskoja. Ne ovat ainoita kiskotyyppisiä, joita saadaan käyttää asennukseen, mikäli suurin paikallinen liikennöintinopeus  $V \geq 160$  km/h [Liikennevirasto 2008]. Tämän työn mallinnusosio käsittelee rataverkon korkeimpien nopeuksien yhteydessä havaittavia mahdollisimman suuria jarrukuormia, joten on tarkoituksenmukaista käyttää 60 E1-kiskoja. Kiskotyypin todelliset parametrit on esitetty alla taulukossa (Taulukko 2-1). Parametrit ovat pohjana mallinnusteknisessä parametrien skaalauksessa (Kappale 6.5.2) työn mallinnusosiossa (Kappale 6.4.2).

Tässä työssä käsitellään jatkuvakiskoraidetta (Jk-raide), jossa kiskopituus on yli 300 metriä. Ratakiskot yhdistetään kiinni toisiinsa hitsaamalla. 60 E1 -kiskotyypin kohdalla yksittäinen hitsattava kiskopituus on joko 30 m, 50 m tai ~100 m [Liikennevirasto 2008]. Raideleveys Suomessa on 1524 mm. Kisko on yksittäisistä radan osista selvästi jäykin.

**Taulukko 2-1. Kiskon ominaisuudet [Liikennevirasto 2008]**

Parametri	Tunnus	Arvo
Rakenne-elementti mallissa		Sauva (Timoshenko/Euler)
Materiaalimalli		Lineaarisesti elastinen
Kiskotyyppi		60E1
Kimmomoduuli	E	207 000 MPa
Poisson-luku	$\nu$	0,3
Hitausmomentti	I	$3055 \times 10^4 \text{ mm}^4$
Taivutusvastus	W	$335 \times 10^3 \text{ mm}^3$
Poikkipinta-ala	A	$7686 \text{ mm}^2$
Massa	m	60,34 kg/m

## 2.3 Kiskon kiinnitysosat

Kiskon kiinnityksestä (*rail fastener*) ratapölkkyyn on useita vaihtoehtoja, jotka voidaan yleisesti jakaa kiinnitykseksi puuratapölkkyyn ja betoniratapölkkyyn. Kiinnityksen tarkoituksena on tukea kisko ratapölkkyä vasten sekä vastustaa pyöri- ja lämpövoimista johtuvaa kiskon pysty-, vaaka- ja pituussuuntaista liikettä sekä kiskon kaatumista. [Selig & Waters 1994] Tämän työn mallinnusosiossa kiskon ja ratapölkyn liitos oletetaan täysin jäykäksi mallinnusohjelman rajoitteiden takia, joten tämä kappale antaa kuvan liitoksen mallintamisen mahdollisista lisävaikutuksista.

Kiinnitys betoniratapölkkyyn vaatii joustavien välilevyjen käytön (*Kuva 2-3*) kiskon jalan alla, jotta saavutetaan seuraavat ominaisuudet [Selig & Waters 1994]:

- Kimmoisuus kiskon jalan ja ratapölkyn rajapinnassa
- Kaluston pyöristä syntyvän värähtelyn vaimentaminen
- Kiskon jalan ja ratapölkyn välisen kontaktipinnan kulumisen vähentäminen
- Riittävä sähköneristys

Kiskon ja betoniratapölkyn väliin asennettavan välilevyn materiaalina voivat olla esimerkiksi luonnonkumi, korkkikumi, polyeteeni, etyylivinyyliasetaatti (EVA) tai elastomeerit [Esveld 2001], [Kaewunruen & Remennikov 2006]. Levyt voivat olla pinnoitetaan sileitä tai esimerkiksi nasta- tai urakuvioituja (*Kuva 2-4*) [Esveld 2001].

Välilevyn jäykkyyttä voidaan käsitellä sekä staattisena että dynaamisena jäykkyytenä. Staattisen jäykkyyden kohdalla tarkastellaan välilevyn jäykkyyttä pysyvän tai hitaasti kehittyvän kuormituksen alaisena. Tällä tarkoitetaan tavanomaista junakuormaa sekä kiskoista ja kiinnityksistä välittyviä voimia. Staattisia kuormia voidaan pitää ikään kuin esikuormana tarkasteltaessa dynaamista jäykkyyttä. Dynaamisella jäykkyydellä tarkoitetaan välilevyn jäykkyyttä nopeiden kuormitustapahtumien aikana. [Wu & Thompson 1999] Jarrukuormia käsiteltäessä kyseeseen tulee välilevyn dynaaminen jäykkyys.

Pehmeän ja jäykän välilevyn välille ei kirjallisuudessa ole juuri annettu selviä raja-arvoja jäykkyyksien vaihteluvälin, 100–2000 MN/m, ollessa varsin väljä [RSSB 2005]. Suomen Standardisointiliiton betonisten ratapölkkyjen kiinnitysjärjestelmiä koskevassa

osassa, jossa välilevyn dynaaminen jäykkyys määritetään 4 Hz:n taajuudella kuormitusväliltä 20–95 kN, annetaan alla esitetty jäykkyysluokitus. Samalla kuitenkin huomauteetaan luokituksen palvelevan ainoastaan testauskäyttöä, eikä sitä tule käyttää ohjeellisena luokituksena radan suunnittelussa. [SFS-EN 13481-2]

- Pehmeä: < 100 MN/m
- Normaali: 100 – 200 MN/m
- Jäykkä: > 200 MN/m



**Kuva 2-3.** Suomessa käytössä oleva Vossloh Skl 14 -kiinnitys betoniratapölkkyyn [Peltokangas et al. 2013].

Selig & Li [1994] ovat tutkineet kiskon kiinnityksen jäykkyyden vaikutusta radan kokonaisjäykkyyteen GEOTRACK-mallinnusten avulla. Kiinnityksen jäykkyyden voidaan olettaa betoniratapölkkyllisellä radalla riippuvan hyvin pitkälti välilevyn jäykkyydestä. [Peltokangas et al. 2013]

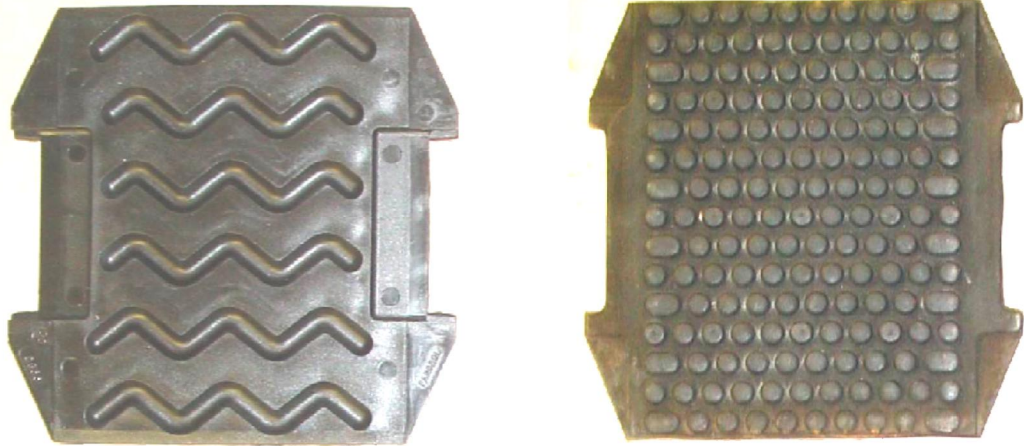
Muutettaessa välilevy hyvin pehmeästä (26 MN/m) hyvin jäykkään (350 MN/m), radan jäykkyys kasvoi jopa 70 %. Tulos osoittaa välilevyn keskeisen roolin radan jäykkyyttä muutettaessa. Samalla tulee kuitenkin muistaa, ettei liian pehmeän tai jäykän välilevyn käyttäminen ole välttämättä kaikilta osin suositeltavaa, vaikka sillä saavutettaisiinkin haluttu radan kokonaisjäykkyys. [Peltokangas et al. 2013]

Selig & Li [1994] käyttivät mallinnuksessaan välilevyn jäykkyydelle vaihteluväliä 26-350 MN/m, jossa 175 MN/m edusti keskimääräistä arvoa. Tämä on linjassa edellä esitetyn Suomen Standardisoimisliiton jäykkyydsuokituksen normaalivälin kanssa.

Esvel on tutkinut radan päällysrakenteen eri osien pitkittäis- ja poikittaisvastuksia niin mallintamalla kuin kokeellisesti kenttäolosuhteissa ja laboratoriossa. Kokeellisten tutkimusten perusteella kiskon ja ratapölkyn väliselle kitkakertoimelle on määritetty 0,23,

kun kyseessä on pitkittäissuuntainen vastus betoniratapölkkyillä, joissa on elastiset kiskon kiinnitysosat ja kimmoisa välilevy.

Perinteisesti kiskonkiinnitystä on mallinnettu elastoplastisella materiaaalimallilla, joka ei kuitenkaan ota huomioon välilevyn epälineaarista ja aikariippuvaista käyttäytymistä. Realistisempaa materiaaalimallina onkin käytetty monissa tutkimuksissa tämän sijaan yksinkertaista viskoelastista mallia. Kaewunruen & Remennikov [2006] ovat ehdottaneet tästä vielä kehittyneempää viskoelastista materiaaalimallia ja ovat määritelleet kokeellisesti materiaaalimallin eri komponenteille parametrit.



**Kuva 2-4.** Välilevyjä. Vasemmalla HDPE- ja oikealla nastapinnoitettu kumivälilevy [Kaewunruen & Remennikov 2006].

## 2.4 Ratapölkky

Ratapölkkyjen (*sleepers*) yleiset tehtävät ja vaatimukset RATO 11:n [Ratahallintokeskus 2002] mukaan ovat:

- Antaa kestävä alusta kiskon kiinnityksille ja kiskon jalalle
- Antaa mahdollisimman tasalaatuinen alusta kiskoille ja yhdessä kiskon kiinnityksen kanssa antaa riittävä sivujäykkyys sekä poikittais- että pituussuunnassa
- Suurentaa tukikerrosta kuormittavaa pinta-alaa
- Kestää mekaaniset rasitukset sekä lyhyellä että pitkällä aikavälillä
- Antaa edellytykset riittävälle sähköiselle eristykselle kiskojen sekä tukikerroksen ja kiskon välillä

Rataverkolla on käytössä lähes yksinomaan betoni- ja mäntypuuratapölkkyjä. Teknisesti ei ole esteitä käyttää myös kovapuuratapölkkyjä [Ratahallintokeskus 2002]. Uusilla rataosuuksilla käytetään nykyään käytännössä ainoastaan betoniratapölkkyjä, sillä niiden etuna on pidemmän käyttöajan lisäksi ennen kaikkea se, että kiskot voidaan hitsata yhteen jopa kilometrien pituisiksi radan jäykemmän rakenteen ansiosta. Myös raideleveyden parempi pysyvyys on ollut betonisiin ratapölkkyihin siirtymisen peruste. Vuoteen 2010 mennessä Suomen rataverkosta jo 70 % oli rakennettu betonisilla ratapölkkyillä

puisten sijaan [Parma 2011]. Betoniratapölkkyraiteen sivuttaisvastus on noin 50...80 % puuratapölkkyraidetta suurempi.

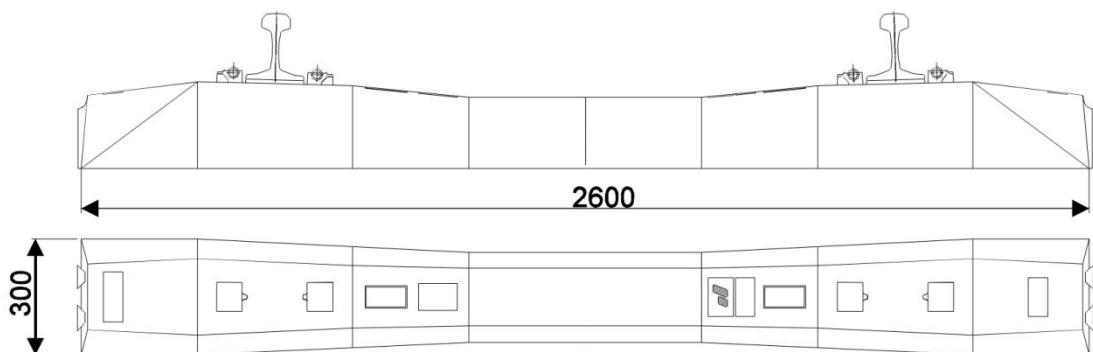
Betoniratapölkky on muotoiltu siten, että se vastustaa liikettä tehokkaasti tukikerroksessa, joten se pysyy paremmin paikoillaan. Lisäksi betoniratapölkyn metripaino on noin 2,5-kertainen puuratapölkkyihin nähden. Betoniratapölkkyt soveltuvat siten teknisesti paremmin kuin puuratapölkkyt jatkuvaksi hitsatuille 54 E1 ja 60 E1 -raiteille [Ratahallintokeskus 2002]. Kääntöpuolena betoniratapölkkyt eivät kuitenkaan jousta yhtä paljon kuin puuratapölkkyt, mikä voi aiheuttaa haasteita esimerkiksi iskujen aiheuttamien voimien takia [Esveld 2001].

Ratahallintokeskuksen asiakirja Betoniratapölkkyjen tekniset toimitusehdot [Ratahallintokeskus 2008a] määrittelee tarkat reunaehdot betoniratapölkkyille. Jatkuvakiskoraidetta rakennettaessa ratapölkkyvälin on Suomessa oltava välillä 590...630 mm nimellismitan ollessa 610 mm [Ratahallintokeskus 2002]. Ratapölkkyjako ja ratapölkkyjen lukumäärä raidekilometriä kohden eri kiskoprofiileilla ja -pituuksilla on esitetty RATO 11:ssä. Suomessa uusina hankittavien esijännitettyjen betoniratapölkkyjen pituuden tulee olla 2600 mm, suurimman leveyden 300 mm (sallittu vaihteluväli -5...+20 mm) ja suurimman korkeuden  $220 \pm 3$  mm kiskon keskilinjalla [Ratahallintokeskus 2008a].

Puuratapölkkyjä voidaan käyttää kaikkien tukikerrosmateriaalien yhteydessä. Betoniratapölkkyjä voidaan käyttää vain sepeliraiteilla. Puuratapölkkyjä on käytettävä sen betoniratapölkkyjä suuremman elastisuuden takia, jos sepelitukikerros on erityisen huono, raiteessa on epätasaisia painumia tai stabiliteettiongelmia [Ratahallintokeskus 2002].

Rataverkolla on käytössä useita eri betoniratapölkkytyyppejä, joista suurinta osaa ei enää hankita rakennettaessa uusia ratalinjoja. Monia pölkkytyyppejä voidaan kuitenkin kierrättää radasta poiston jälkeen. Kaikki pölkkytyypit on esitelty tarkemmin RATO 11:ssä. Nykyisin uusilla ratalinjoilla käytetään betoniratapölkkyä BP89 (Kuva 2-5, Kuva 2-6). Kiskon ja pölkyn välillä on Pandrol e -kiinnitys, ja pölkkytyyppi soveltuu käytettäväksi K43-, K60, 54 E1 tai 60 E1 -raiteille.

Yksinkertaisissa materiaalimalleissa betoniratapölkyn voi olettaa olevan lineaarisesti elastista betonia, jonka kimmomoduuli  $E$  on 30 GPa ja Poisson-luku  $\nu$  on 0,20 [Koskinen 2005]. Yu et al. [2011] esittelee ratapölkkyille materiaalimallin, joka huomioi erikseen ratapölkkyyn kohdistuvan veto- ja puristusjännityksen, koska betoni käyttäytyy tunnetusti erilailla näissä kahdessa eri jännitystilassa.



**Kuva 2-5.** Betoniratapölkky BP89, Pandrol e-clip kiinnitys [Ratahallintokeskus 2002].



**Kuva 2-6.** Etummaisena kaksi Parman BP89- ja taaempänä kaksi Lujabetonin B97-betoniratapölkkyä [Peltokangas et al. 2013].

## 2.5 Tukikerros

Tukikerroksen (*ballast layer*) tehtävänä on: [Ratahallintokeskus 2002]

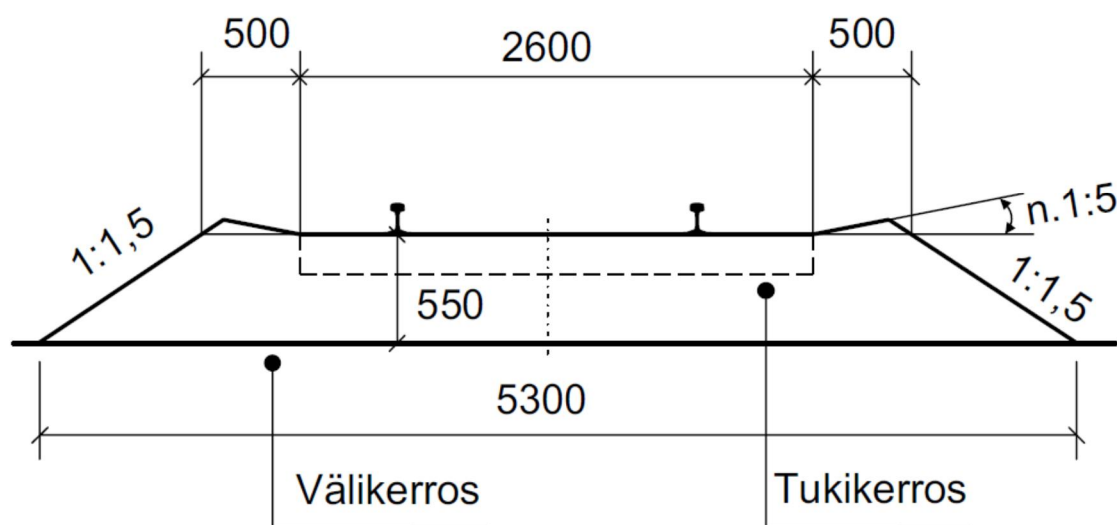
- pitää raide geometrisesti oikeassa asemassa ja asennossa
- jakaa ratapölkkyistä välittyvät kuormat alusrakenteelle
- muodostaa raiteelle tasainen ja kantava alusta

Tukikerroksen materiaalina käytetään raidesepeä tai raidesoraa. Tukikerroksen materiaalien laatuvaatimukset on esitetty julkaisuissa *Raidesepeän tekniset toimitusehdot* [Ratahallintokeskus 2001] ja *Päällysrakennetöiden yleiset laatuvaatimukset (PYL)* [Ratahallintokeskus].

Tukikerroksen jäykkyydelle ei Suomessa ole vaatimuksia, eikä sitä näin ollen mitata. Tyypillisesti Suomessa tukikerrosmateriaalina käytetään rakeisuudeltaan 31,5...63 mm raidesepeä. Tukikerroksen mitat määräytyvät sallitun nopeuden, kiskonpituuden sekä tukikerrosmateriaalin ja ratapölkkytyypin perusteella. Tukikerroksen paksuus vaihtelee välillä 350...550 mm ollen jatkuvakiskoissa betoniratapölkkyraiteissa tyypillisesti 550 mm mitattuna kiskon alapinnasta [Ratahallintokeskus 2004]. Puuratapölkkyjen kohdalla tukikerroksen paksuus on 450 mm. Työn reunaehtojen mukainen poikkileikkaus tukikerroksesta RATO 11:n mukaan on esitelty alla kuvassa (*Kuva 2-7*).



## Suoralla



**Kuva 2-7.** Sepelitukikerros suoralla jatkuvakiskoisessa betoniratapölkkyraiteessa. Sallii liikennöintinopeuden  $>160$  km/h [Ratahallintokeskus 2002].

Alla kuvassa (Kuva 2-8) on esitetty esimerkki Oikoradan liikennepaikkavälin Mäntsälä-Sipilä tukikerroksesta. Tukikerroksen raidesepelin erottaa kuvassa hyvin välikerrosmateriaalista sen tummemman värin perusteella. [Peltokangas et al. 2013]



**Kuva 2-8.** Esimerkkikuva tukikerroksesta Oikoradalla liikennepaikkavälillä Mäntsälä-Sipilä. [Peltokangas et al. 2013]

Selig & Li [1994] ovat tutkineet tukikerroksen vaikutusta radan kokonaisjäykkyyteen tukikerroksen muodonmuutosmoduulin osalta. Mallinnuksessa tukikerroksen paksuutena ratapölkyn alapinnasta lukien käytettiin 0,30 metriä ja tiheytenä  $1760 \text{ kg/m}^3$ . Käytetyn tukikerrosmateriaalin rakeisuusjakauma ei ilmene tutkimuksesta. Vaihtamalla tukikerroksen jäykkyyttä kuvaava muodonmuutosmoduulia arvosta 138 MPa arvoon 551 MPa, saatiin aikaan noin 20 % kasvu radan kokonaisjäykkyydessä. Radan jäykkyy-

den kannalta tukikerrosta voidaan pitää siis kohtuullisen merkittävänä rakenneosana. [Peltokangas et al. 2013]

Esveld on tutkinut laboratorio- ja kenttäolosuhteissa tukikerroksen vaakasuuntaisten vastuksien ominaisuuksia mallinnusohjelmia CWERRI, LONGIN ja TURN varten. Kansainvälisen rautatieliiton laskentasuositukset [UIC 774-3 2001] esittelevät myös arvoja raiteen pituussuuntaisen vastuksen jousivakiolle raiteen pituusmetriä kohden pituussuuntaisen siirtymän funktiona [Kerokoski 2007]. Esveldin ja Kansainvälisen rautatieliiton laskentasuositusten parametriarvot ovat sopusoinnussa toistensa kanssa, mutta niiden perusteella on selvää, että parametrien vaihteluväli on suuri ja herkkyystarkastelu mallinnuksessa on ensisijaista.

## 2.6 Väli- ja eristyskerros

Välikerroksen tehtävänä on muodostaa tukikerrokselle tasainen ja kantava alusta sekä estää tukikerroksen ja alempien rakennekerrosten materiaaleja sekoittumasta toisiinsa. [Liikennevirasto 2014b]

Eristyskerroksen tehtävänä on: [Liikennevirasto 2014b]

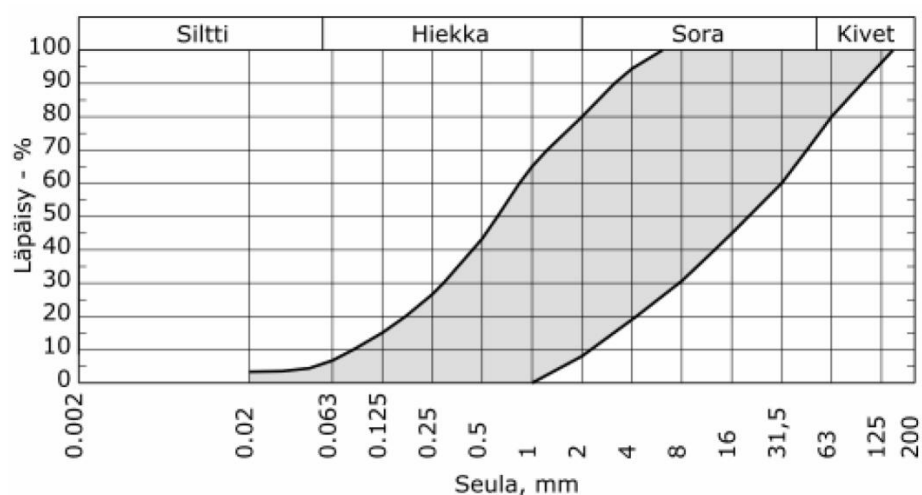
- estää tai vähentää eristyskerroksen alla olevan pohjamaan routimista
- muodostaa välikerrokselle tasainen ja kantava alusta
- siirtää ja jakaa ylemmiltä rakennekerroksilta tulevat kuormat pohjamaalle
- pysäyttää kapillaarinen vedennousu ja toimia suodatinkerroksena, ellei sel- laista rakenneta erikseen

Suomessa väli- ja eristyskerros (*subballast layers*) voidaan rakentaa routimattomasta hiekasta, sorasta tai kalliomurskeesta. Sora- ja hiekkavarojen vähentymisen ja ma- ainesten ottorajoitusten takia väli- ja eristyskerrosten kohdalla ollaan siirtymässä yhä etenevässä määrin käyttämään kalliomursketta [Nurmikolu 2004]. Välikerroksen pak- suus on tyypillisesti 300 mm ja se rakennetaan yhtenä kerroksena. Eristyskerroksen paksuus voi vaihdella muutamasta sadasta millimetristä noin kahteen metriin kohteesta riippuen. [Liikennevirasto 2014b], [InfraRYL 2010]

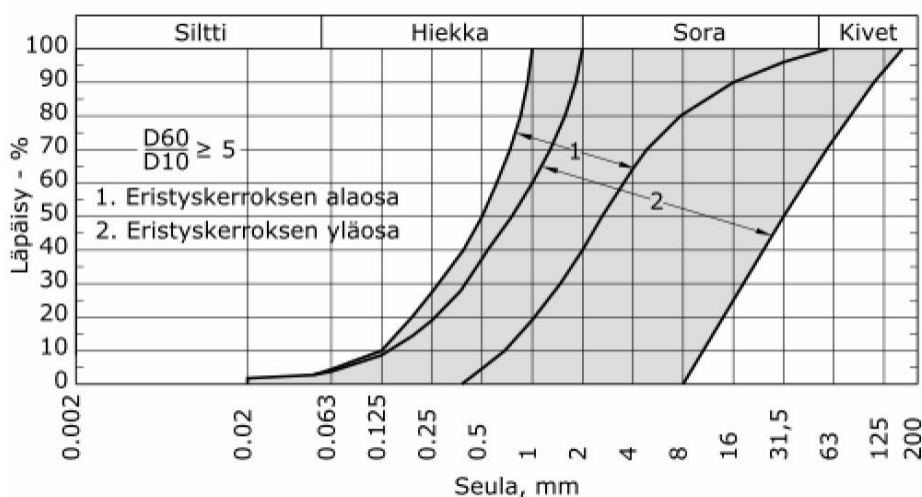
Väli- ja eristyskerroksen kykyyn välittää kuormia alapuolisiin rakennekerroksiin vaikut- tavat jännitystilat, maamateriaalin tiiviysaste ja raekokojakauma sekä rakeiden pinnan- karkeus. Tätä välityskykyä ilmaisee jäykkyys, johon voi huomattavasti vaikuttaa myös ympäristötekijät, kuten vesi ja routa. Näistä merkittävin vaikutus on sulan maan aikana jännitystilalla ja talvella routaantumisella. [Kalliainen et al. 2011], [Kolisoja 1993]

Välikerrosmateriaalin (*Kuva 2-9*) ja eristyskerrosmateriaalin (*Kuva 2-10*) rakeisuusoh- jealueet on esitetty alla kuvissa. Kalliomursketta käytettäessä materiaalin tulee täyttää eristyskerroksessa käytettävälle kalliomurskeelle asetetut vaatimukset (*Kuva 2-11*). Mi- käli eristyskerroksessa käytetään kalliomursketta, on välikerros rakennettava samasta murskeesta samanaikaisesti. Muiden vaatimusten ohella vähintään 90 % tuloksista on sijoitettava tyyppirakeisuudelle sallitulle vaihteluvälille [Kalliainen et al. 2011].

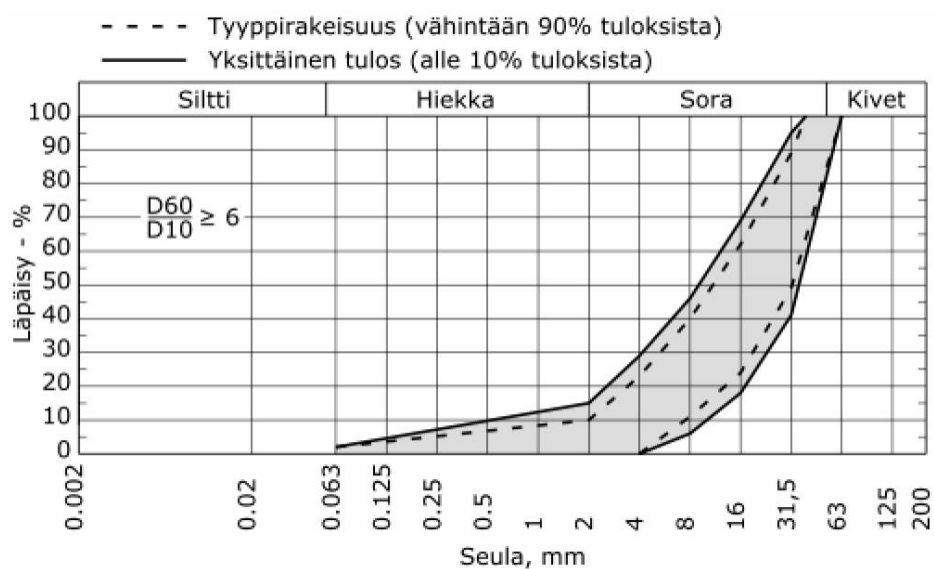




**Kuva 2-9.** Hiekasta ja sorasta tehtävän välikerroksen rakeisuusvaatimukset [InfraRYL 2010].



**Kuva 2-10.** Hiekasta ja sorasta tehtävän eristyskerroksen rakeisuusvaatimukset [InfraRYL 2010].



**Kuva 2-11.** Eristys- ja välikerroksen kalliomurskeen rakeisuusvaatimukset [InfraRYL 2010].

Maamateriaaleista rakennettujen kerrosten kokonaisjäykkyyttä kuvataan usein käsitteellä kantavuus, jonka arvojen suuruuteen vaikuttavat myös itse mitattavasta materiaalista riippumattomat tekijät, kuten kerrospaksuus ja mittavan kerroksen alapuolisten kerrosten jäykkyys. Kentällä mitatun jäykkyyden parametrina käytetään muodonmuutosmoduulia  $E_2$ . Suomessa kalliomurskeesta rakennetun välikerroksen muodonmuutosmoduulin  $E_2$  tulee olla keskimäärin vähintään 180 MPa ja eristyskerroksen keskimäärin vähintään 160 MPa. Yleisesti ottaen eristyskerroksille ei ole annettu kantavuusvaatimuksia. [Kalliainen et al. 2011], [InfraRYL 2010]

Selig & Li [1994] ovat tutkineet välikerroksen jäykkyyden vaikutusta radan kokonaisjäykkyyteen välikerroksen muodonmuutosmoduulin perusteella. Mallinnuksessa välikerroksen paksuutena käytettiin 0,15 m ja tiheytenä 1920 kg/m<sup>3</sup>. Käytetyn välikerros-materiaalin rakeisuusjakauma ei ilmene tutkimuksesta. Vaihtamalla välikerroksen jäykkyyttä kuvaava muodonmuutosmoduuli arvosta 69 MPa arvoon 276 MPa, saatiin aikaan vajaan 10 % kasvu radan kokonaisjäykkyydessä. Tästä tutkimustuloksesta ei voi vetää suoria johtopäätöksiä Suomen rataverkkoon liittyen, sillä Suomessa välikerroksen paksuus on tyypillisesti kaksinkertainen Seligin ja Lin tutkimuksessa käytettyyn paksuuteen verrattuna ja lisäksi Suomen radoilla alusrakenteessa välikerroksen alla on tyypillisesti eristyskerros, joka voi olla hyvinkin paksu. [Peltokangas et al. 2013]

Selig & Li [1994] tutkivat samassa yhteydessä myös tukikerroksen ja välikerroksen eli käytännössä karkearakeisten rakennekerrosten yhteenlasketun paksuuden vaikutusta radan jäykkyyteen. Mallinnuksessa oletettiin tukikerroksen ja välikerroksen muodonmuutosmoduulien olevan yhtä suuria. Tutkimuksessa vertailtiin kerrospaksuudeltaan 0,30 – 1,07 m paksuisia kerroksia ja käytettiin kolmea eri muodonmuutosmoduulia: 551 MPa, 276 MPa ja 138 MPa. Havainto oli, että kerrospaksuuden kasvattaminen kasvattaa radan kokonaisjäykkyyttä. Alemmilla muodonmuutosmoduulin arvoilla kokonaisjäykkyyden riippuvuus kerrospaksuudesta on vähäisempää kuin korkeilla muodonmuutosmoduuleilla. [Tiehallinto 2004]

## 2.7 Pohjamaa

Pohjamaalla (*subgrade, subsoil*) tarkoitetaan ratapenkereen alla olevaa luonnontilaista tai eri tavoin lujitettua maata. Pohjamaan tehtävä on kantaa radan rakennekerrosten aiheuttamat pysyvät kuormitukset ja radalla liikkuvan kaluston kuormitusvaikutus. Pohjamaan maalajijakauma ja ominaisuudet selvitetään tavallisesti kairauksin ja niiden yhteydessä otetuille näytteille tehtävin laboratoriokokein. [Liikennevirasto 2014b]

Seligin & Watersin [1994] havaintojen mukaan pohjamaa on alusrakenteen merkittävin tekijä, joka tukee rataa. Pohjamaan ominaisuuksilla on keskeinen rooli arvioitaessa ratapenkereen toimivuutta, vaurioitumismekanismeja ja korjaus- ja kunnossapitotoimenpiteitä. Ratapenkereen stabiliteetti, painumat ja painumaerot ovat tärkeitä parametreja pohjamaan vaikutusta tarkasteltaessa. Pohjamaa voi toimia radan rakennekerrosten perustana joko luonnontilassaan tai vahvistettuna esimerkiksi massanvaihdoilla, stabiloimalla tai muilla pohjanvahvistustoilla.

Selig & Li [1994] ovat tutkineet sekä pohjamaan muodonmuutosmoduulin että pohjamaakerroksen paksuuden vaikutusta radan jäykkyyteen. Pohjamaan muodonmuutosmoduulilla havaittiin olevan erittäin merkittävä vaikutus radan jäykkyyteen. Vaihdettaessa pohjamaan jäykkyyttä kuvaava muodonmuutosmoduuli arvosta 14 MPa arvoon

138 MPa, kun pohjamaakerros oletettiin äärettömän paksuiseksi, radan jäykkyyttä kuvaava ratamoduuli kasvoi noin kahdeksankertaiseksi. Samaisessa tutkimuksessa havaittiin, että pohjamaakerroksen paksuuden kasvattaminen pienentää radan kokonaisjäykkyyttä. Muodonmuutosmoduulin 138 MPa omaava pohjamaa pienentää ratamoduulia noin 30 % kerrospaksuuden kasvaessa 1,22 metristä 16,5 metriin. Muodonmuutosmoduulin 14 MPa omaavan pohjamaan kohdalla vastaava muutos on puolestaan noin 60-70 %. [Peltokangas et al. 2013]

Radan kuivatus voidaan myös luokitella merkittäväksi ratarakenteen osaksi pohjamaan ohella. Kuivatusjärjestelmän tehtävänä on estää veden nousu rakenteeseen pohjamaasta, ohjata maaston pintavedet rakenteen ohi ja poistaa tehokkaasti rakenteeseen jo tunkeutunut vesi. [Selig & Water 1994], [Vinter 2015]

## **2.8 Paalulaatta- ja paaluhatturakenne**

Paalulaattaa (*pile slab*) käytetään, kun pohjamaan kantavuus ei riitä maanvaraiseen perustukseen. Paalulaattarakenne on yhtenäinen paaluilla perustettu teräsbetoninen laatta, jonka päällä on kuormana maapenger. Se on painumaton rakenne maarakenteiden perustamiseen pehmeillä ja kokoonpuristuvilla maapohjilla.

Perustamistavan valinta tehdään teknistaloudellisten vaihtoehtovertailujen perusteella ottaen huomioon paikalliset olosuhteet ja ympäristötekijät sekä rata-alueen käytettävissä oleva leveys erityisesti taajama-alueilla. Paalulaatta- tai paaluhatturakennetta käytetään tyypillisesti pehmeillä, normaali- tai lievästi ylikonsolidoituneilla savikoilla ja muilla pehmeiköillä. [Liikennevirasto 2014c]

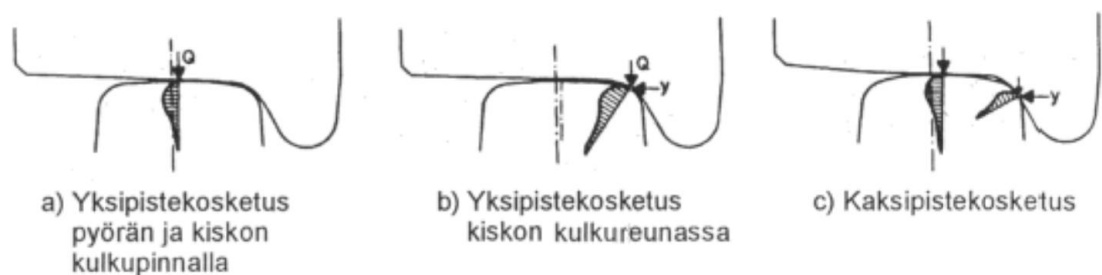
Paalulaattaa käytetään kohteissa, joissa paaluperustuksen käyttö on tarpeellista, mutta paaluhatturakenteen käyttö ei ole teknisesti mahdollista tai taloudellisesti perusteltua. Vaikeasti paalutettavissa pohjasuhteissa käytetään paalulaattaa. Tavallisimmin käytettyjä laattatyyppejä ovat tasapaksu laatta, sienilaatta ja palkkilaatta. Laattatyyppin valintaan vaikuttavia tekijöitä ovat laatan massoihin liittyvien kustannusten lisäksi laatan muoto, alustatyön vaikeus, laatan muotitustarve, raudoitustyön vaikeus sekä mahdollinen vauriutuminen paalujen epätasaisiin painumiin. [Liikennevirasto 2014c]

Tyypillisiä kohteita, joihin paalulaatta soveltuu, ovat: [Liikennevirasto 2014c]

- syvät, pehmeät pehmeiköt, joissa massanvaihto ei tule kysymykseen viereisten rakennusten tai muiden massanvaihdon toteuttamisesta ympäristölle aiheutuvien vaikutusten takia
- korkeat, pehmeällä maaperällä sijaitsevat pehmeiköt, joiden stabiliteettia ja tavoitepainumaa on vaikea muuten saavuttaa
- siltojen tulopenkereet ja keilat. Laatta mukautuu hyvin epäsäännölliseen paaluväliin ja korkeustason vaihtelevuuteen
- kohteet, missä tien tai radan läheisyydessä on haitalliselle tärinälle alttiita rakenteita

### 3 Junan pyörien ja raiteiden välinen vuorovaikutus

Junan jarrukuorman dynaamisten ominaisuuksien ja suuruusluokan määrittämiseksi tulee ymmärtää junan pyörän ja raidekiskon välinen vuorovaikutus. Pyörä-kisko -kontaktissa pyörä on kosketuksissa kiskoon joko yhden tai kahden pisteen kautta (*Kuva 3-1*). Yhden pisteen kontakti esiintyy tavallisesti suoralla rataosuudella. Kaksipistekosketus tulee kysymykseen, kun vaunu ei kykene ohjautumaan riittävän hyvin esimerkiksi kaarteissa [Esveld 2001]. Kiskon ja pyörän välinen kosketuskohta ei ole todellisuudessa pistemäinen, vaan se on ellipsin muotoinen ja suuruudeltaan kolikon kokoinen, eli yleensä noin 500 mm<sup>2</sup> [IHHA 2001].



**Kuva 3-1.** Pyörän ja kiskon välinen kosketus [Liikennevirasto 2011a].

Pyörän ja kiskon väliseen kontaktipaineeseen vaikuttavat mm. seuraavat tekijät [Liikennevirasto 2011a]:

- Kiskoon kohdistuva pyöräkuorma
- Kiskon ja pyörän materiaalit
- Kiskon ja pyörän profiilin pyöristyssäteet kosketuskohdassa
- Pyörän halkaisija
- Kontaktipintojen karheus

Rataan kohdistuvaa junakuormaa rajoittavana tekijänä käytetään yleensä staattista akselipainoa. Akselipainolla tarkoitetaan akselin pyörien kautta rataan välittyvää yhteenlaskettua kuormitusta. Henkilö- ja tavaraliikennevaunujen akselipainot vaihtelevat merkittävästi. Suomen rataverkolla yleisin sallittu akselipaino on 22,5 tonnia. [Liikennevirasto 2011a] Vanhojen ratojen mitoituksessa käytetään SFS-EN15528 mukaisia kuormakaa-vioita ja mitoitusakselipainoja, jotka perustuvat todellisiin junien dimensioihin ja painoihin. Koska Suomen radoilla tulevaisuudessa liikennöi raskaampia junayhdistelmiä, uusien suunnitteluohjeiden akselikuormien suuruuksia on nostettu. Uusille radoille on määritetty LM71-kuormituskaaviot, joissa on suuremmat staattiset akselikuormat ja joihin on lisätty myös staattiset nauhakuormat (*Taulukko 3-1*).

Nykyisten suomalaisten suunnitteluohjeiden mukaan vaakasuuntainen jarrukuorma määritetään suoraan prosenttiosuutena pystysuuntaisesta akselikuormasta. Jarrukuorma on eri lähteiden mukaan sama 25 - 28 % akselikuormasta sekä kiskon tasossa että penglerlaatan pinnalla (*Kappale 4.3.2*). Prosenttiosuusväli viittaa oletukseen jarruttavan junan pyörän ja kiskon välisestä kitkakertoimesta, joka on normaalivoiman ja kitkavoiman suhde. On siis tarkoituksenmukaista tutkia junan pyörän ja kiskon välistä kitkaker-

rointa jarrukuorman määrittämiseksi mallinnuksen lähtötietona ja nykyisten suunniteluohjeiden perusteena.



**Kuva 3-2.** Junan pyörän kontakti raiteeseen [Kuva: Railway-technology.com 2013].

**Taulukko 3-1.** Kaluston sallittua akselipainoa vastaavan mitoituskuormakaavion tunnukset sekä vastaavat staattiset nauhakuormien ja akselikuormien arvot [Liikennevirasto 2013].

Kaluston sallittu akselipaino [kN]	Mitoituskuormakaavion tunnus	Mitoituskuormakaavion nauhakuorma, $q_{vk}$ [kN/m]	$\Delta q_{vk}$ [kN/m]	Mitoituskuormakaavion akselikuormat, $Q_{vk}$ [kN]
170	LM71-17	60	58	188
225	LM71-22,5	80	76	250
250	LM71-25	88	84	275
300	LM71-30	106	102	333
350	LM71-35	120	111	370

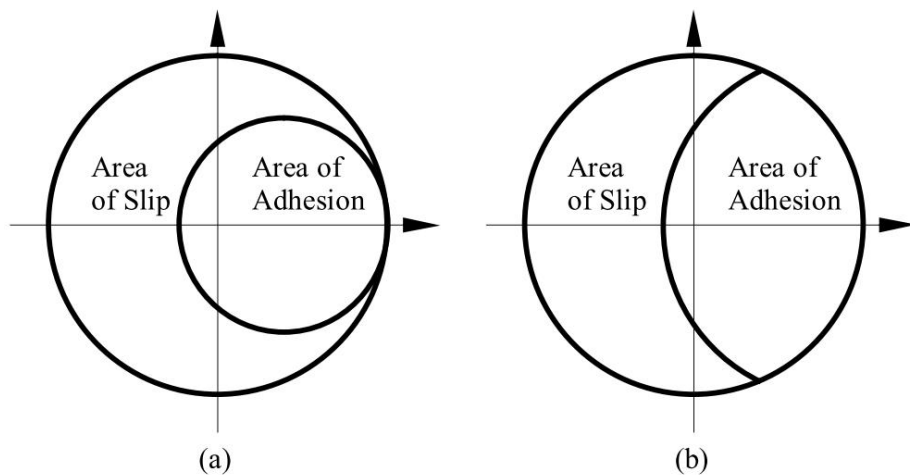
Jarrutusvoimiin vaikuttavat junan pyörän ja raiteiden väliset kitkakertoimet, jotka riippuvat erilaisista parametreista. Näillä parametreilla on tärkeä rooli junan jarrutusominaisuuksien kannalta. Kitkakertoimien kehitykseen vaikuttavat monet tekijät, joista todistettuisti tärkeimmät ovat matkustusnopeus, pintakontaktipaine ja lämpötila. [Cruceanu 2012]

Kitkavoima kahden kappaleen välillä liukumisen aikana määritellään sivuttaissuuntaisena voimana, joka tarvitaan ylläpitämään tasainen liike. Kitkakerroin  $\mu$  on määritelmän mukaan kitkavoima jaettuna systeemiä kuormittavalla normaalivoimalla. Kitka kuivissa kontakteissa vaikuttaa mikrotasolla ja syntyy pintakarheuden mikrokontakteissa. Yksinkertaisissa liukumissysteemeissä kitkakertoimeen viitataan olevan Coulomb-tyyppinen ja kitkakerroin voidaan määrittää seuraavan yhtälön mukaisesti [Popovici 2010]:

$$F_k = \mu F_n \quad (3.1)$$

missä  $F_k$  on kitkavoima,  $\mu$  on kitkakerroin ja  $F_n$  on pinnan normaalivoima.

Yhtäaikaisissa pyörimis- ja liukumiskontakteissa kitkakerroin ei ole enää Coulomb-tyyppinen. Tämä pätee esimerkiksi junan pyörän ja raiteiden väliseen kontaktiin. Kun pyörä liikkuu kiskotasoa pitkin, kontaktipinnalla esiintyy alueita, joissa ei ole suhteellista liikettä kappaleiden välillä (adheesio), ja toisaalta alueita, joissa tapahtuu suhteellista liukumista. Tarvitaan monimutkaisempaa mallia, joka ottaa huomioon ns. adheesion ja pintojen väliset liukumisalueet, joita ilmenee kontaktialueella (Kuva 3-3). [Popovici 2010], [Popov et al. 2002]



**Kuva 3-3.** Yhtäaikaisen pyörimis- ja liukumiskontaktin jako kontaktialueisiin (adheesio ja liukuminen) (a) Kalkerin [1966] mukaan ja (b) Hainesin ja Ollertonin [1963] mukaan. [Popovici 2010]

Tällaisten mallien ratkaiseminen vaatii verkkopinnaksi (*mesh*) jaetun kontaktialueen numeerista laskentaa. Ensimmäisen tarkoitukseen osoitetun menetelmän kehitti Kalker vuonna 1966. Menetelmät kehittyivät ajan myötä ja viimeisin edistysaskel oli Popov et al.:n [2002] kitkakertoimen numeerinen arviointimenetelmä materiaaliominaisuuksien ja kuorman funktiona. Bucher et al. [2006] on suorittanut tuoreeltaan myös eri kokoluokan simulaatioita. [Popovici 2010.]

Popov et al.:n [2002] numeerisella arviointimenetelmällä on mahdollista määrittellä junan pyörän ja raiteiden välinen kitkakerroin junan nopeuden funktiona. Menetelmän yleisessä muodossa on huomattava määrä muuttujia, joiden arvo riippuu käytettävästä junakalustosta ja kiskojen profiilista. Koska tarkoitus on keskittyä Suomen rataverkoon, määritellään Suomessa käytössä olevan junakaluston ja kiskojen ominaisuudet

ennen menetelmän esittelyä. Näin saamme arviointimenetelmällä tarkan kuvan kitkaker-toimen kehittymisestä eri junakalustolla ja nopeuksilla Suomen rataverkolla.

Otetaan tarkastelun lähtökohdaksi uuden radan LM71-kuormakaavion akselikuormat  $Q_{vk}$  (Taulukko 3-1) ja Sr2-veturin pyörän halkaisija 1100 mm. Suomessa käytössä olevien yleisimpien junatyyppeiden (Kuva 3-4) ominaisuuksia on esitelty seuraavassa taulukossa (Taulukko 3-2).



**Kuva 3-4a.** Sr2-veturi [Karikoski 2012]. **Kuva 3-5b.** Sm3 (Pendolino) [Karikoski 2010].

**Taulukko 3-2.** Suomessa käytössä olevien junatyyppeiden ominaisuuksia [Eonsuu et al. 1995].

Parametri	Junatyyppi		
	Sr2-veturi	Sm3 (Pendolino)	Sm6 (Allegro)
Maksimiakselikuorma [kN]	210	143	170
Maksimikuorma per pyörä [kN]	105	71,5	85
Pyörän halkaisija [mm]	1100	980*	980
Maksiminopeus [km/h]	210	220	220

\* Oletetaan samaksi Sm6-junan vastaavan arvon kanssa.

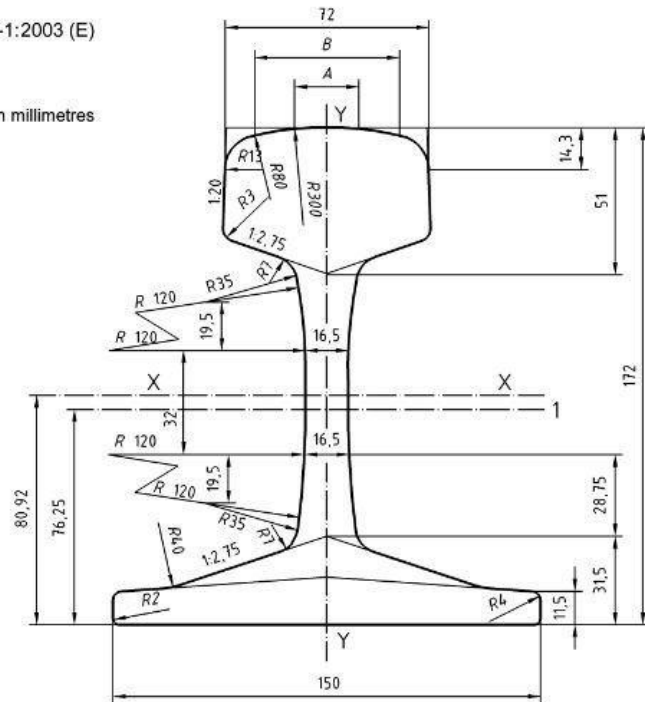
Työssä käytetään kiskotyyppiä 60E1, jonka ominaisuudet on esitelty aikaisemmin taulukossa (Taulukko 2-1). Kiskon poikittainen yläprofiili koostuu peräkkäisistä ympyränkaarista, joilla on kolme erilaista sädettä: 300 mm, 80 mm ja 13 mm (Kuva 3-6). Junan pyörän poikittaisen liikkeen takia ensikosketus voi tapahtua missä kohtaa tahansa tätä profiilia [Yan & Fischer 2000].

Aloitetaan määrittämällä junan pyörän ja kiskon välisen elliptisen kontaktipinnan puoliakselit a ja b. Puoliakseleiden ja akselikuormien avulla voidaan määrittää kiskoon kohdistuva maksimipaine.

Kisko asennetaan kaltevuudella 1:40 [Liikennevirasto 2012]. Junan pyörän kartiomaisen pinnan kulma oletetaan olevan välillä 1:20...1:40 [Ayasse & Chollet 2006].

Kun pyörä on täydellisen kartiomainen, kontaktikohta kiskossa vaikuttaa olevan piste, jossa kiskolla on sama kaltevuus kuin pyörällä (Kuva 3-7). Jos esimerkiksi pyörä on täydellisen kartiomainen kulmassa 1:40 ja kisko on edellä mainitussa kaltevuudessa 1:40, kontaktikohta tulee olemaan kiskon keskellä.

Dimensions in millimetres



Pyörän ja kiskon välisen kontaktipinnan kulma  $\gamma = 0^\circ$ , kun sekä pyörän kartiopinnan että kiskon kaltevuus ovat 1:40. Jos pyörän kartiopinnan kulma on sen sijaan 1:20, kontaktipinnan kulma saadaan perustrigonometrian avulla:

$$\gamma = \sin^{-1}\left(\frac{1}{20}\right) - \sin^{-1}\left(\frac{1}{40}\right) \approx 1,433^\circ$$



Pyörän ja kiskon välisen kontaktipinnan kulman  $\gamma$  voidaan olettaa siis vaihtelevan välillä  $0^\circ \dots 1,43^\circ$  Suomen rataverkolla, kun junakaluston pyörien kartiopinnan tarkka kulma ei ole tiedossa.

Laskelmissa pyörän normaalisäde  $r_n$  poikkeaa pyörän pyörimissäteestä  $r_o$ . Tämä johtuu siitä, että sylinterimäinen pyörä käyttäytyy erilailla kuin kartiomainen pyörä [Ayasse & Chollet 2006]. Jälkimmäinen on tilanne käytännössä. Normaalisäde  $r_n$  saadaan pyörimissäteen  $r_o$  (pyörän halkaisijan puolikas: Taulukko 3-2) ja kontaktipinnan kulman  $\gamma$  (vaihteluväli  $0^\circ \dots 1,43^\circ$ ) perusteella kaavasta:

$$\frac{1}{r_n} = \frac{\cos \gamma}{r_o} \quad (3.2)$$

Pyörimissäteen  $r_n$  vaihteluväli on Sr2-veturille 550,0...550,2 mm ja Sm3/Sm6-junille 490,0...490,2 mm.

Ayasse & Chollet [2006] esittelee parametrien määrittämisen tarkemmin. Määritetään kertoimet A ja B, joista A kuvaa junan pyörää ja B kuvaa kiskoa:

$$A = \frac{1}{2r_n} \quad (3.3)$$

$$B = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{R_{wx}} + \frac{1}{R_{rx}} \right) \quad (3.4)$$

missä  $r_n$  on pyörän normaalisäde ja  $R_{wx}$  sekä  $R_{rx}$  ovat kiskon poikittaisen yläprofiilin ympyräkaarien säteitä. Kun kyseessä on kiskotyyppi 60E1 (Kuva 3-6):

$$\begin{aligned} R_{wx} &= 300 \text{ mm} \\ R_{rx} &= 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kaavoista 3.3 – 3.4 saadaan Sr2-veturille  $A = 0,000909 \text{ 1/mm}$  ja Sm3/Sm6-junille  $A = 0,00102 \text{ 1/mm}$ . Kaikille junatyypeille on sama  $B = 0,00792 \text{ 1/mm}$ .

Perinteinen laskentamenetelmä perustuu ellipsin puoliakselisuhteen määrittämiseen niin, että käytetään väliparametrina kulmaa  $\theta$ , joka on suhteen  $B/A$  funktio seuraavan kaavan mukaan: [Ayasse & Chollet 2006]

$$\cos \theta = \frac{|B-A|}{B+A} \quad (3.5)$$

Ellipsin puoliakseleiden  $a$  ja  $b$  mitat sekä kappaleiden keskipisteiden välisen etäisyyden vähennyskerroin  $\delta$  voidaan määrittää seuraavasti, jos  $a > b$ : [Ayasse & Chollet 2006]

$$a = m \left( \frac{3}{2} N \frac{1-v^2}{E} \frac{1}{A+B} \right)^{1/3} \quad (3.6)$$

$$b = n \left( \frac{3}{2} N \frac{1-v^2}{E} \frac{1}{A+B} \right)^{1/3} \quad (3.7)$$

$$\delta = r \left( \left( \frac{3}{2} N \frac{1-v^2}{E} \right)^2 (A+B) \right)^{1/3} \quad (3.8)$$

missä E on kimmomoduuli ja  $\nu$  on Poisson-luku. Oletetaan, että kisko ja pyörä ovat samaa materiaalia ja käytetään taulukkoarvoja (*Taulukko 2-1*). N on pyöräkuorma eli akselikuorman puolikas (*Taulukko 3-1*). Dimensiottomat kertoimet m, n ja r määritetään suhteen  $g = n/m$  tai kulman  $\theta$  funktiona alla olevan taulukon mukaan (*Taulukko 3-3*).

**Taulukko 3-3. Hertzin kertoimet ( $A/B < 1$ ) [Ayasse & Chollet 2006].**

$\theta^\circ$	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0
$g = n/m$	1	0.7916	0.6225	0.4828	0.3652	0.2656	0.1806	0.1080	0.0470	0
m	1	1.128	1.285	1.486	1.754	2.136	2.731	3.816	6.612	$\infty$
n	1	0.8927	0.8000	0.7171	0.6407	0.5673	0.4931	0.4122	0.3110	0
r	1	0.9932	0.9726	0.9376	0.8867	0.8177	0.7263	0.6038	0.4280	0

Junan pyörän ja kiskon välisen kontaktialueen sisälle kehittyvä painejakauma, joka ellipsin muotoinen. Keskimääräinen paine on  $N/\pi ab$  ja ellipsin keskelle muodostuva suurin kontaktipaine saadaan kaavasta: [Esveld 2001], [Ayasse & Chollet 2006]

$$\sigma_{\max} = \frac{3}{2} \frac{N}{\pi ab} \quad (3.9)$$

Otetaan Sr2-veturin pyörä koko tarkastelun vakioksi. Kaavojen 3.2 – 3.9 avulla määritetään jokaiselle LM71-kuormakaavion sallitulle akselipainolle maksimikontaktipaine, jota tarvitaan myöhemmässä vaiheessa Popov et al.:n numeerisessa kitka-kertoimen arviointimenetelmässä. Lasketaan kaavoilla 3.2 – 3.9 parametrit maksimikontaktipaineen  $\sigma_{\max}$  määrittämiseksi (*Taulukko 3-4*).

Ayasse & Chollet [2006] toteaa, että maksimikontaktipaine rautateillä on usein yli 1000 MPa. Esveldin [2001] laskelmien mukaan esimerkiksi 60 kN:n pyöräkuorma voi aiheuttaa yli 1000 MPa:n puristusjännityksen ja pienillä pyörillä puristusjännitys voi ylittää jopa 2000 MPa:n. Yllä olevassa taulukossa esitetty maksimikontaktipaineen vaihteluväli 2103...2635 MPa on korkea, mutta edustava näiden lähteiden valossa. Laskelmissa käytettyjen junatyypin pyöräkuorma on huomattavan suuri, mikä nostaa maksimikontaktipainetta.

Dynaamisissa pyörä-kisko -malleissa ns. Hertzin jousi on tärkeä. Jousen jäykkyys voidaan johtaa Hertzin teoriasta varsin monimutkaisesta yhtälöstä. Jos oletetaan ympyränmuotoinen kontaktialue ja otetaan keskimääräinen säde muista ympyränkaarista ja ympyröistä, voidaan määrittää seuraava yksinkertainen kaava: [Esveld 2001]

$$k_H = \sqrt[3]{\frac{3E^2 N \sqrt{r_n R_{wx}}}{2(1-\nu^2)^2}} \quad (3.10)$$

missä  
E = kimmomoduuli  
 $\nu$  = Poisson-luku  
N = pyöräkuorma  
 $r_n$  = pyörän säde  
 $R_{wx}$  = kiskon kulkupinnan säde

Kaavan 3.10 perusteella laskettu Hertzin jousivakio  $k_H$  pyörä-kisko -kontaktille eri tapauksissa on esitetty taulukossa (*Taulukko 3-4*).

**Taulukko 3-4.** Junan pyörän ja kiskon välinen maksimikontaktipaine ja sen laskentaparametrit Suomessa käytössä olevalle junakalustolle.

Parametri	Mitoituskuormakaavion tunnus				
	LM71-17	LM71-22,5	LM71-25	LM71-30	LM71-35
$Q_{vk}$ [kN]	188	250	275	333	370
$N$ [kN]	94	125	137,5	166,5	185
$r_n$ [mm]	550	550	550	550	550
$R_{wx}$ [mm]	300	300	300	300	300
$R_{rx}$ [mm]	80	80	80	80	80
$A$ [1/mm]	0,00091	0,00091	0,00091	0,00091	0,00091
$B$ [1/mm]	0,0079	0,0079	0,0079	0,0079	0,0079
$\theta$ [°]	37,49	37,49	37,49	37,49	37,49
$m$	2,285	2,285	2,285	2,285	2,285
$n$	0,549	0,549	0,549	0,549	0,549
$r$	0,795	0,795	0,795	0,795	0,795
$E$ [GPa]	207	207	207	207	207
$\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$a$ [mm]	9,4	10,4	10,7	11,4	11,8
$b$ [mm]	2,3	2,5	2,6	2,7	2,8
$\delta$ [mm]	0,12	0,14	0,15	0,17	0,19
$\sigma_{max}$ [MPa]	2103	2312	2387	2544	2635
$k_H$ [GN/m]	1,44	1,58	1,63	1,74	1,80

Popov et al. [2002] ehdottaa numeerista arviointimenetelmää kitkakertoimen määrittämiseksi materiaali- ja kuormitusparametrien funktiona. Koska kitkakerroin on dimensioton, se voi riippua ainoastaan dimensiottomista systeemiparametrien yhdistelmästä. Tämän seurauksena yleisessä tapauksessa kitkakerroin voidaan ajatella olevan kolmen toisistaan riippumattoman parametriyhdistelmän funktio. Parametrit ovat kimmomoduli  $E$ , vetolujuus  $\sigma_0$ , kiskon/pyörän tiheys  $\rho$ , nopeus  $v$  ja kontaktipaine  $P$ . Empiiriset testit osoittavat, että parametriyhdistelmiä tarvitaan itse asiassa vain kaksi, jotta saavutetaan 3,5 %:n tarkkuus. Kitkakerroin on siis mahdollistaa esittää näiden kahden dimensiottoman parametrin funktiona: [Popov et al. 2002]

$$K_1 = \frac{\rho v^2 E}{\sigma_0^2} \quad (3.11)$$

$$K_2 = \frac{PE}{\sigma_0^2} \quad (3.12)$$

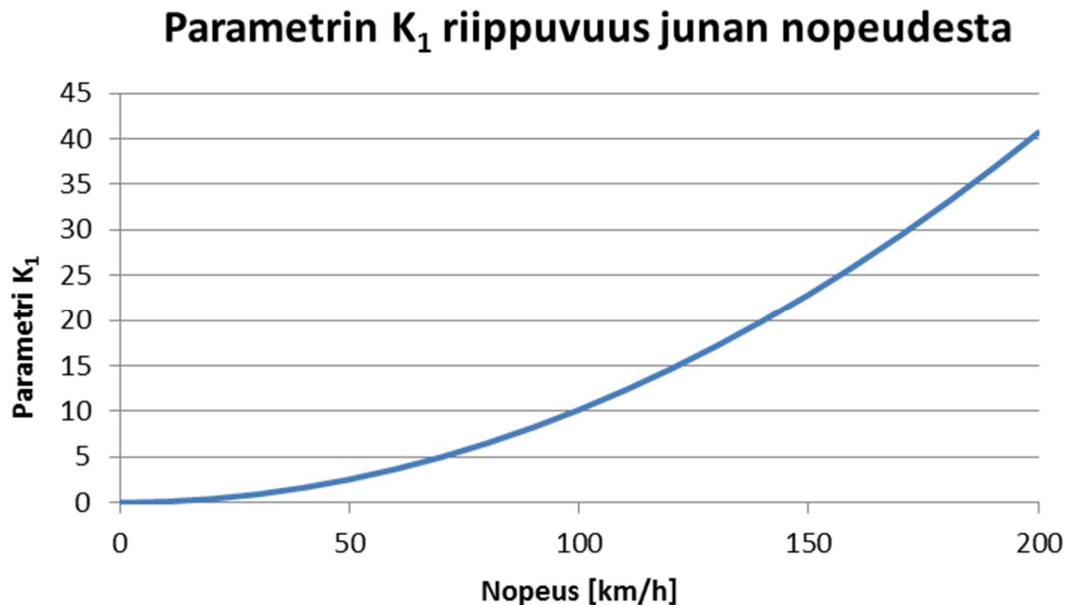
Popov et al. suoritti kymmenen numeerista testisarjaa, joissa vaihdeltiin parametrien  $E$ ,  $\sigma_0$ ,  $\rho$ ,  $v$ ,  $P$  ja  $\eta$  (viskositeetti) arvoja. Tulosten tilastollinen hajonta oli 3,4 %, mikä tukee hypoteesia, että kitkakerroin on riippuvainen ainoastaan parametreista  $K_1$  ja  $K_2$ . Numeerisen tiedon perusteella kitkakertoimen kaavaksi saadaan: [Popov et al. 2002]

$$\mu = \mu_0 + \mu_1 \frac{K_1}{1+bK_1} + \mu_2 \frac{1}{1+cK_2} \quad (3.13)$$

missä numeeristen parametrien arvot ovat: [Popov et al. 2002]

$$\begin{aligned} \mu_0 &= 0,15 \\ \mu_1 &= 0,0442 \\ \mu_2 &= 0,3243 \\ b &= 0,195 \\ c &= 0,00212 \end{aligned}$$

Oletetaan kiskolle vetolujuus  $\sigma_0 = 350$  MPa [Yan & Fischer 2000], kun Popov et al. esittää sille vain laajan vaihteluvälin 92...552 MPa. Kontaktipaine  $P$  on aikaisemmassa taulukossa (*Taulukko 3-4*) mitoituskuormakaaviolle LM71-35 määritetty maksimikontaktipaine  $\sigma_{\max} = 2635$  MPa. Teräksen kimmomoduuli  $E$  on 207 GPa ja tiheys  $\rho$  on  $7800 \text{ kg/m}^3$ . Näin ollen sekä parametri  $K_1$  (*Kuva 3-8*) että kaavan 3.13 mukainen kitkakerroin (*Kuva 3-9* ja *Taulukko 3-5*) riippuvat ainoastaan junan nopeudesta. Junan pyörän ja kiskon väliseksi liukukitkakertoimen vaihteluväliksi saadaan tässä kappaleessa esitetyillä kaavoilla laskemalla 0,15...0,39.



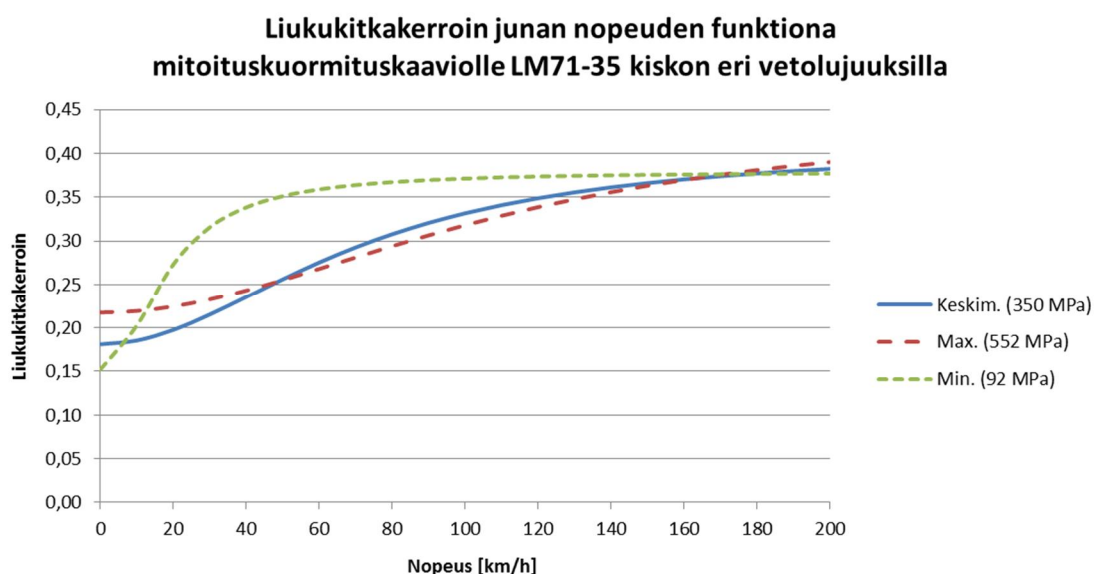
**Kuva 3-8.** Popov et al.:ssa [2002] esiintyvän pyörän ja kiskon välisen liukukitkakertoimen yhtälössä esiintyvän parametrin  $K_1$  riippuvuus junan nopeudesta LM71-35-akselikuormituksella.

Tutkitaan tämän laskennallisen arvon realistisuutta. Rautatiesuunnittelun perusteos *Modern Railway Track* [Esveld 2001] määrittelee teräspyörän ja -kiskon väliseksi kitkakertoimeksi (adheesiokertoimeksi) kuivalla kiskolla 0,25 ja märällä kiskolla 0,1. Cruceanu [2012] ilmoittaa pyörän ja jarrupalan väliseksi kitkakertoimeksi noin 0,35. Yleisesti kirjallisuuslähteet eivät anna yksiselitteistä staattista tai dynaamista kitkakerrointa kuivalle teräs-teräs -kontaktipinnalle, vaan ne vaihtelevat välillä 0,15...0,8. Suuri vaihtelevuus johtuu kontaktipaineesta, pintakarheudesta, lämpötilasta, liukumisnopeudesta ja

mahdollisista pinnan epäpuhtauksista. Tämän takia kahden materiaalin välinen kitkakerroin on altis muutoksille, kun materiaalit liukuvat suhteessa toisiinsa.

**Taulukko 3-5.** Junan pyörän ja kiskon välinen liukukitkakerroin  $\mu$  nopeuden funktiona jarruttaessa. Oletuksena on olematon adheesio kontaktipinnalla ja keskimääräinen kiskon vetolujuus  $\sigma_0 = 350 \text{ MPa}$ .

	Mitoituskuormakaavion tunnus				
	LM71-17	LM71-22,5	LM71-25	LM71-30	LM71-35
Nopeus [km/h]					
0	0,19	0,18	0,18	0,18	0,18
10	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
40	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
60	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
100	0,34	0,34	0,33	0,33	0,33
150	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37
200	0,39	0,39	0,39	0,38	0,38



**Kuva 3-9.** Junan pyörän ja kiskon välinen liukukitkakerroin nopeuden funktiona jarruttaessa LM71-35-akselikuormalla.

Allenbach et al.:n [2008] mukaan teräs-teräs -kontaktipinnan kitkakerroin voi olla jopa 0,78 laboratorio-olosuhteissa. Tavanomaisesti kitkakerroin on rautateillä 0,35...0,5.

Olofsson & Telliskivi [2003] vertailivat kitkakertoimia, jotka olivat mitattu laboratoriossa ja kentällä. Suoraviivaiset liukumistetit voitelemattomalla pinnalla viittasivat kitkakertoimeen 0,5...0,6. Liukasteella voidellulla kiskolla kitkakerroin laski täyden mitakaavaan testeissä arvoon 0,2...0,4. Muut kirjallisuuslähteet tukevat näitä mitattuja kitkakertoimia. Toisessa tutkimuksessa Ruotsin rautatiehallinto Banverket tutki erikoisvalmisteisella junalla kuinka kiskoille kerääntyvät lehdet vaikuttavat kitkakertoimeen.

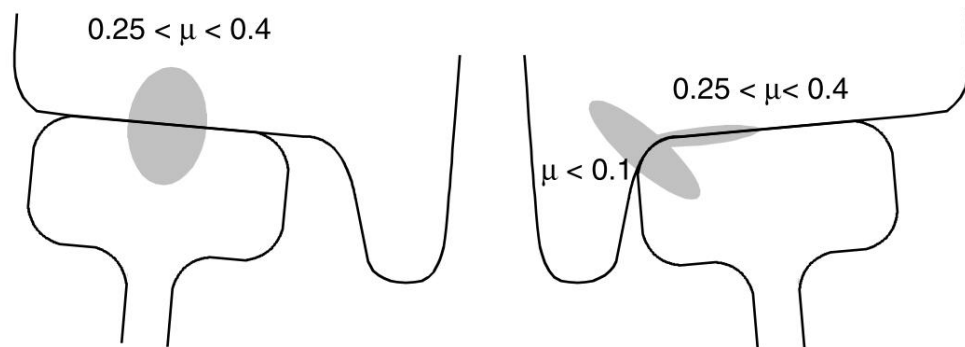
Raportoitu kitkakerroin vaihteli välillä 0,1...0,4 [Forslöv 1996]. [Olofsson & Lewis 2006]

Tribometri (*tribometer*) on instrumentti, joka mittaa tribologisia arvoja, kuten kahden pinnan välistä kitkakerrointa, kitkavoimaa ja kulumistilavuutta. Harrison et al. [2000] vertasi käsikäyttöistä tribometriä ja erillisestä kulkuneuvosta operoitavaa TriboRailer-laitetta keskenään. Käsikäyttöisellä tribometrillä mitattu kitkakerroin oli tyypillisesti 0,7 kuivissa olosuhteissa ja 0,25...0,45 voidelluissa olosuhteissa. TriboRailer mittasi matalampia arvoja. Kuivissa olosuhteissa kitkakerroin oli noin 0,5 ja voidelluissa olosuhteissa se vaihteli välillä 0,05...0,3. [Olofsson & Lewis 2006]

Kontaktipinnan sijainnilla on myös merkitystä. Kitkanhallinnan avulla pyritään ylläpitämään kitkataso pyörä-kisko -kontaktipinnalla niin, että: [Olofsson & Lewis 2006]

- kitkataso on matala kiskon hamaran ja pyörän laipan kulmakontaktipinnassa
- kitkataso on korkea kiskon kulkupinnan kruunun ja pyörän alapinnan kontaktipinnassa

Alla oleva kuva (*Kuva 3-10*) esittää näiden kontaktialueiden ideaaliset kitkaolosuhteet sekä korkeiden että matalien kiskojen kohdalla [Sinclair 2004]. Nämä ovat samankaltaisia arvoja, joita myös Canadian Pacific esittää [Roney 2001].



**Kuva 3-10.** Pyörä-kisko -kontaktin ideaalikitkakertoimia [Sinclair 2004].

Popov et al.:n [2002] esittämän kaavan 3.13 perusteella laskettu liukukitkakerroin  $\mu = 0,15...0,39$  LM71-35-akselikuormalle on siis hyvin edustava. Kontaktipinnan ellipsin sijainti ja geometria ovat myös ratateknisesti hyvin muodostuneet kiskon kulkupinnalle leveästi ja keskeisesti. Lasketusta liukukitkakertoimen arvoista seuraa, että kaavan 3.13 mukaan vaakasuuntainen jarrutusvoima kiskojen tasossa on 15 – 39 % pystysuuntaisesta junakuormasta. Tässä työssä päädyttiin tutkimaan jarrukuormaa kitkakertoimien 0,25 ja 0,40 arvoilla laskennallisten tulosten, kirjallisten lähteiden ja nykyisten suunnitteluohjeiden perusteella. Jarrutusvoima ei välity sellaisenaan täydellisesti radan rakenteiden läpi penglerlaatalle asti. Osa vaakavoimasta katoaa pysyväksi plastiseksi muodonmuutokseksi radan rakennekerrokseen. Tätä tutkitaan työn mallinnusosiossa (*Kappa-leet 6 – 8*).

## 4 Kuormat

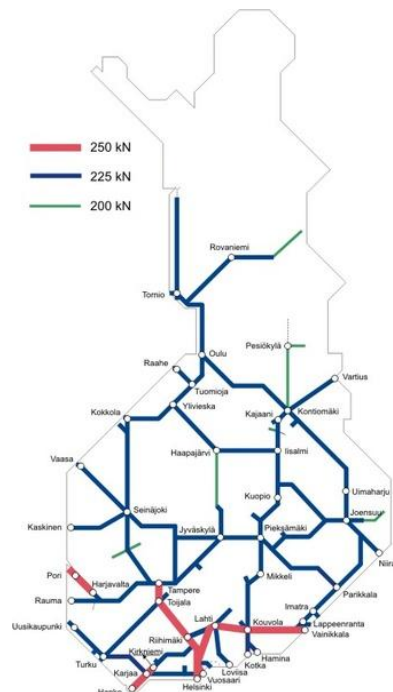
### 4.1 Yleistä

Vaatimukset radan kantavuudelle ja laadulle riippuvat ennen kaikkea kuormitusparametreista [Esveld 2001]:

- akselikuorma: staattinen pystysuuntainen kuorma per akseli,
- liikennemäärätonni: akselikuormien summa,
- liikennöintinopeus.

Radan kantavuusvaatimukset määrittelee periaatteessa staattinen akselikuorma, johon lisätään dynaaminen kuormituslisä sysäyskertoimen avulla. Liikennemäärätonni eli radalla liikennöivän kaluston vuosittainen massa ilmaisee radan kunnan heikkenemisen asteen ja kunnossapitotarpeen. Dynaaminen kuormitustaso riippuu liikennöintinopeudesta sekä radan pysty- ja vaakageometriasta. Yleisesti henkilöjunille suurin sallittu liikennöintinopeus on 220 km/h ja tavarajunille 120 km/h, mutta kaikilla rataosuuksilla on erikseen määritetty akselipainokohtaiset nopeusrajoitukset [Liikennevirasto 2013].

Suomen rataverkolla yleisin sallittu akselipaino on 225 kN ja ainoastaan muutamilla osuuksilla liikennöinti sallitaan korkeammalla akselipainolla 250 kN (*Kuva 4-1*). Sallittujen akselipainojen nostolla pyritään parantamaan rautatieliikenteen kilpailukykyä ja tehostaa eri alueiden yhteyksiä tavaraliikenteen näkökulmasta [Kiuru 2007]. Jos sallittua akselipainoa nostetaan, kalustosta ratarakenteelle ja pohjamaalle aiheutuvien voimien suuruus kasvaa. Kolisoja et al:n [1999] mukaan merkittävin vaikutus lisääntyvistä kuormista aiheutuu alusrakenteessa ennen kaikkea välikerrokseen ja eristyskerroksen yläosaan.



**Kuva 4-1.** Suomen rataverkolla sallitut akselipainot 31.12.2010 [Liikennevirasto 2010b].

Junakuormista aiheutuvat voimat radassa ovat suuria ja muuttuvat nopeasti. Radan rakenteisiin vaikuttaa sekä pysty- että vaakakuormia, jotka voivat olla joko pysyviä tai väliaikaisia. Vaakakuormat voivat vaikuttaa sekä radan pituus- että poikittaissuunnassa. [Esveld 2001] Suomen olosuhteissa ilmastosta aiheutuvien kuormitusten rooli on lisäksi hyvin merkittävä verrattuna leudommilla alueilla sijaitseviin ratoihin. Routa, sulamisvedet ja kesän sula kausi muodostavat hyvin erilaiset kuormanvälitysolosuhteet radalla liikkuvalla kalustolle. [Kalliainen et al. 2015]

Levossa olevan junan massa aiheuttaa ratarakenteeseen staattisen kuorman. Liikkuvan junan aiheuttamat kuormat ovat aina dynaamisia, mutta niitä voidaan tarkastella joko kvasistaattisina, kvasidynaamisina tai dynaamisina kuormina tarkastelutyökaluista ja -näkökulmasta riippuen.

## 4.2 Pystykuormat

### 4.2.1 Määritelmä

Liikkuva kalusto aiheuttaa suurimman osan rataa kuormittavasta pystysuuntaisesta kuormituksesta. Radan rakennekerrokset ja päällysrakenteet puolestaan aiheuttavat pysyvän staattisen kuorman pohjamaalle ja jokaisen radan rakenneosan alapuolisille rakenneosille. Staattiset kuormat huomioidaan rakenteen oman painon kautta, joten niitä ei tarvitse analysoida tarkemmin. [Kalliainen et al. 2015] Yleisessä muodossaan kalustosta aiheutuva kokonaispystykuorma määritellään kaavan 4.1 mukaan, jossa suluissa olevat termit kuvaavat kvasistaattista kuormituksen osaa [Esveld 2001].

$$Q_{\text{tot}} = (Q_{\text{stat}} + Q_{\text{centr}} + Q_{\text{wind}}) + Q_{\text{dyn}} \quad (4.1)$$

missä

$Q_{\text{tot}}$	kokonaispystykuorma
$Q_{\text{stat}}$	staattinen pystysuuntainen kuorma
$Q_{\text{centr}}$	kuorman pystysuuntainen lisäys kaarteessa
$Q_{\text{wind}}$	sivutuulen aiheuttama pystykomponentti
$Q_{\text{dyn}}$	dynaaminen pystysuuntainen kuorma

Kvasistaattiset kuormat aiheutuvat liikkuvan kaluston painosta (kaava 4.2), sivutuulesta ja keskipakoisvoimista (kaava 4.3). Keskipakoisvoiman suuruuteen vaikuttaa kallistuksen vajoaus  $h_d$  (kaava 4.4), joka edustaa raiteen todellisen kallistuksen ja tasapainokallistuksen eroa. [Esveld 2001], [Liikennevirasto 2010a]

$$Q_{\text{stat}} = \frac{G}{2} \quad (4.2)$$

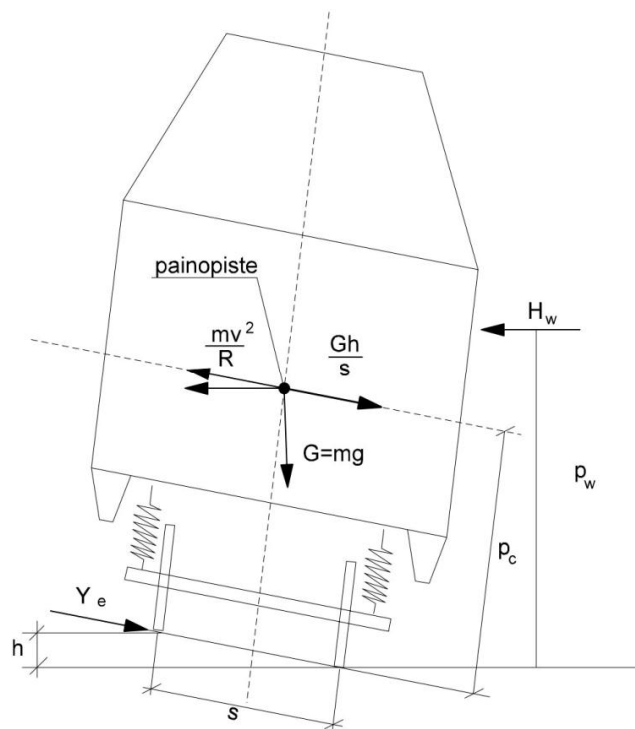
$$Q_{\text{centr}} + Q_{\text{wind}} = G \frac{p_c h_d}{s^2} + H_w \frac{p_w}{s} \quad (4.3)$$

$$h_d = \frac{sv^2}{gR} - h \quad (4.4)$$

missä



$G$	akselikuorma
$p_c$	kaluston painopisteen etäisyys
$h_d$	kallistuksen vajoaus
$s$	raiteen leveys
$H_w$	sivutuulesta aiheutuva voima
$p_w$	sivutuulen voimaresultantin etäisyys
$v$	nopeus
$g$	putoamiskiihtyvyys
$R$	kaaren säde
$h$	raiteen kallistus



**Kuva 4-2.** Kvasistaattiset voimat kaarteessa [Vinter 2015].

Kvasistaattisen kuormituksen lisäksi tulee ottaa huomioon kalustosta ja radan kunnosta aiheutuva dynaaminen kuormitus, jonka suuruus on merkittävin epävarmuustekijä kokonaisliikennekuormitusta määritettäessä [Indraratna et al. 2011]. Suuruutta voidaan arvioida karkeasti kertomalla staattinen pyöräkuorma dynaamisella sysäyskertoimella (*dynamic amplification factor, DAF*) [Esveld 2001]. Dynaamisen kuormituksen suuruuteen vaikuttavat mm. seuraavat tekijät [Jeffs & Tew 1991], [Indraratna et al. 2011]:

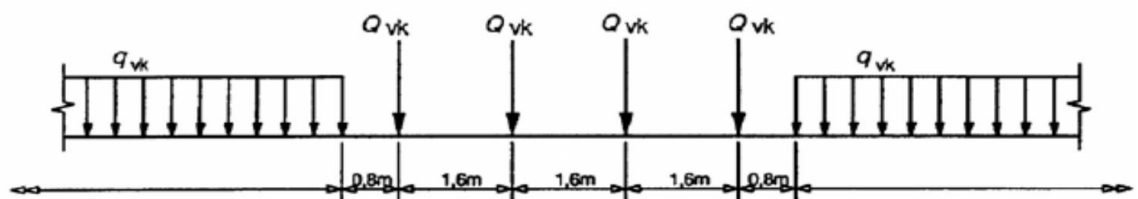
- junan nopeus,
- staattinen akselipaino ja pyörän halkaisija,
- kaluston jousittamaton massa ja kaluston kunto,
- radan kunto (varsinkin geometria, jäykkyys, hitsaukset ja jatkokset),
- rataluokka ja radan rakennekerrosten kunto.

Junakuormat ovat olennainen osa ratojen luokittelu- ja mitoitusprosessia. Ratasuunnittelussa junakuormia käsitellään YTE-rataluokkien avulla, joiden perusteella määräytyy käytettävä akselipaino ja kuormituskaavio sekä mahdollisesti siihen liittyvä nopeus.

Uusilla radoilla Infra-YTE ohjaa käyttämään SFS-EN 1991-2:n kuormakaaviota LM71 ja sen mukaisia junakuormia. Olemassa oleville radoille puolestaan YTE edellyttää käyttämään standardin SFS-EN 15528 junakuormia. [Tuominen 2010], [Liikennevirasto 2014b]

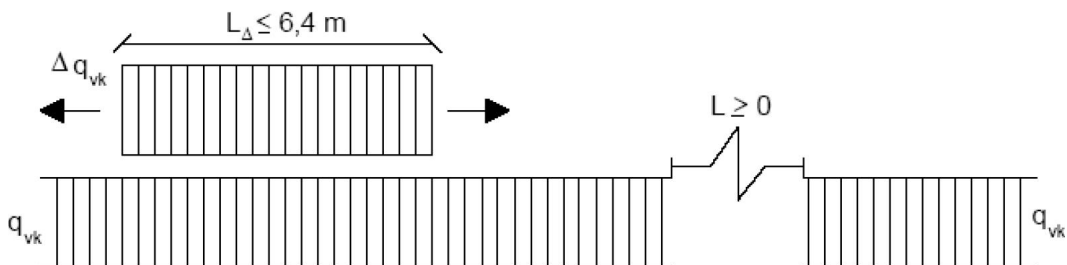
Pystysuuntainen junakuorma koostuu junan staattisia kuormia kuvaavasta kuormakaaviosta ja junan dynaamisia kuormia kuvaavista pystysuuntaisista lisäkuormista [Liikennevirasto 2011b]. Suomen rautatieliikenteen kuormitukset sekä käytännön että suunnittelun osalta käsitellään Ratahallintokeskuksen ohjeessa *Ratatekniset ohjeet (RATO), Osa 3, Radan rakenne* [Liikennevirasto 2014b]

Uusien ratojen geoteknisessä mitoituksessa käytetään SFS-EN1991-2 [SFS 2009] mukaista kuormakaaviota LM71. Standardi SFS-EN1991-2 on tarkoitettu siltojen mitoitukseseen ja se tarkastelee sekä tie-, jalankulku- että rautatiesillat, mutta jota kuitenkin käytetään ratamaailmassa myös muiden rakenteiden mitoituksessa [Tuominen 2010]. Kuormakaavio LM71 muodostuu neljästä ominaisakselikuormasta  $Q_{vk}$  ja ominaisnauhakuormasta  $q_{vk}$  (Kuva 4-3). Akselikuorma  $Q_{vk}$  ei ole sama asia kuin akselipaino, vaan sitä käytetään mitoituksessa. Suomessa uudet rautatieliikenteen rasittamat rakenteet mitoitetaan kalustolle, jonka sallittu akselipaino on 350 kN, ellei hankkeen suunnitteluperusteissa muuta esitetä. Näin saatua luokiteltua kuormakaaviota merkitään tunnuksella LM71-35. Mitoituksessa käytettävät kuormakaavion LM71 staattiset nauhakuormat ja akselikuormat on esitetty alla taulukossa (Taulukko 4-1). [Liikennevirasto 2014b]



**Kuva 4-3.** SFS-EN1991-2 mukainen kuormakaavio LM71 [Liikennevirasto 2014b].

Kun radan korkeusviivan ja tarkastelutason välinen etäisyys on suurempi kuin 0,80 m, voidaan kuormakaaviota käsitellä alla olevan kuvan (Kuva 4-4) mukaisesti kahtena tasaisena kuormana  $q_{vk}$  ja  $\Delta q_{vk}$ .



**Kuva 4-4.** Kuormakaavion LM71 käsittely kahtena tasaisena kuormana [Liikennevirasto 2014b].

**Taulukko 4-1.** Kuormakaavion LM71 mitoitusakselipainot, niiden tunnuksot sekä vastaavat staattiset nauhakuormien ja akselikuormien arvot [Liikennevirasto 2014b].

Kaluston sallittu akselipaino [kN]	Mitoituskuorma-kaavion tunnus	Mitoituskuorma-kaavion nauha-kuorma, $q_{vk}$ [kN/m]	$\Delta q_{vk}$ [kN/m]	Mitoituskuorma-kaavion akselikuormat, $Q_{vk}$ [kN]
170	LM71-17	60	58	188
225	LM71-22,5	80	76	250
250	LM71-25	88	84	275
300	LM71-30	106	102	333
350	LM71-35	120	111	370

Vanhojen ratojen mitoituksessa käytetään SFS-EN 15528:n mukaisia kuormakaavioita (Taulukko 4-2). SFS-EN 15528 luokittelusysteemi mahdollistaa helpon ymmärrettävyyden kuormaperäisessä infrastruktuurin ja liikkuvan kaluston yhteensopivuudessa. Standardin mukaan radat tulee luokitella erilaisiin rataluokkiin ja kalusto erilaisiin kalustoluokkiin. Jokainen rataluokka on määritelty radan kapasiteetin mukaan siten, miten se kestää kalustoluokkien mukaisia kuormia. Kalustoluokat ovat radan kannalta kuormakaavioita. Kuormakaavioissa on käytetty referenssivaunuja, jotka määräytyvät kolmen ominaisuuden mukaan: akselipaino, metripaino ja akselien sijainti. [Tuominen 2010]

#### 4.2.2 Sysäys

Junakuorman dynaaminen sysäyskerroin kuvaa liikkuvan junan sysäysten aiheuttamia pystysuoran ominaiskuorman lisäyksiä. Sysäysten vaikutus kuormakaavioihin saadaan kertomalla kuormakaavio dynaamisella sysäyskerroimella. [Liikennevirasto 2014a]

Uusien ratojen suunnittelussa sysäyskerroimelle käytetään RATO 3:ssa arvoa  $\varphi_v = 1,25$  [Liikennevirasto 2014b]. *Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu* -ohjeessa käytetään myös dynaamisena lisänä arvoa 1,67, kun pengerkorkeus on 1,4 m [Liikennevirasto 2014c]. Vanhojen ratojen suunnittelussa sysäyskerroimelle  $\varphi_v$  käytetään liikennöintinopeudesta ja radan kunnossapitotasosta riippuvaa arvoa. Sysäyskerroin lasketaan kaavojen 4.5 ja 4.6 sekä taulukon (Taulukko 4-3) mukaan. [Liikennevirasto 2014b]

$$\varphi_v = 1 + n \left( 1 + 0,5 \frac{V-60}{K_i} \right), \text{ kun } V > 60 \text{ km/h} \quad (4.5)$$

$$\varphi_v = 1 + n, \text{ kun } V \leq 60 \text{ km/h} \quad (4.6)$$

missä

$n$  = rataosan kunnossapitotasosta riippuva kerroin

$V$  = kyseessä olevan junatyypin liikennöintinopeus rataosalla

$K_i = 80$  tavarajunilla ja  $K_i = 190$  matkustajajunilla

Pohjarakennustyömaan kohdalla kertoimelle  $n$  käytetään aina arvoa  $n = 0,25$ . Maanvaraisen penkereen stabiliteetin osalta mitoittava tilanne on pysähtynyt juna, jolloin syyskertoimen arvo on 1,0. [Liikennevirasto 2014b]

**Taulukko 4-2.** SFS-EN 15528:n mukaiset kuormakaaviot ja mitoitusakselipainot [Liikennevirasto 2014b].

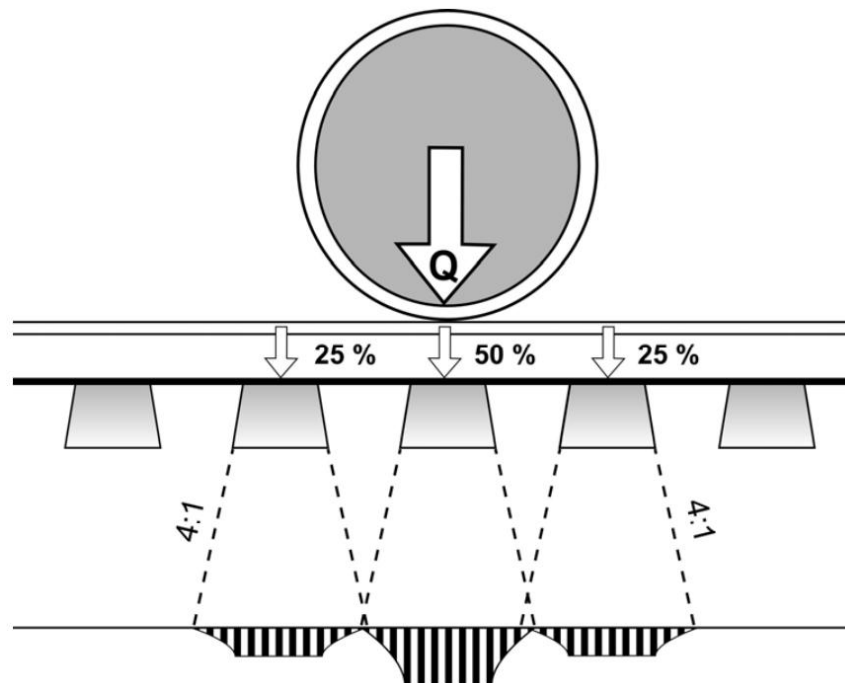
Referenssi vaunu	Akselikuorma $P$ (t)	Metripaino $p$ (t/m)	Mitat
C2	20	6,4	
C3	20	7,2	
C4	20	8,0	
D2	22,5	6,4	
D3	22,5	7,2	
D4	22,5	8,0	
xL-a	20	8,0	
xL-b	22,5	7,4	
E4	25	8,0	
E5	25	8,8	

**Taulukko 4-3.** Rataosan kuntoluokka, kunnossapitotaso ja  $n$ -kerroin [Liikennevirasto 2014b].

Rataosan kuntoluokka	Kunnossapitotaso	Kerroin n
Korkea kunnossapitotaso	1A, 1AA	0,15
Normaali kunnossapitotaso	1 - 4	0,20
Alhainen kunnossapitotaso	5 - 6	0,25

### 4.2.3 Pystysuorien kuormien jakaantuminen

RATO 3:n [Liikennevirasto 2014b] mukaan pystysuoran junakuorman jakaantuminen ratapölkkyjen kautta ratapenkereeseen voidaan olettaa alla olevan kuvan (Kuva 4-5) mukaiseksi. Tukikerroksessa kuorman voidaan olettaa jakaantuvan 4:1 kaltevuudessa ja muissa maakerroksissa 2:1 kaltevuudessa.



**Kuva 4-5.** Pystysuoran junakuorman jakaantuminen ratapölkkyistä ratapenkereeseen. Ratapölkyn pituussuunnassa kuormitus kohdistuu molempiin päihin, runsaalle ratapölkyn kolmasosalle. [Liikennevirasto 2014b]

## 4.3 Vaakakuormat

### 4.3.1 Määritelmä

Rataan vaikuttavat vaakakuormat ovat joko poikkisuuntaisia tai pituussuuntaisia. Poikkisuuntaiset kuormitukset ovat huomattavasti monimutkaisempia kuin pystysuuntaiset kuormitukset, joten niitä ymmärretään vähemmän kuin pystysuuntaisia kuormituksia [Indraratna et al. 2011]. Poikkisuuntaisia vaakavoimia aiheuttavat pääasiassa sivuttainen pyöräkuorma ja kiskoon nurjahdusta aiheuttava voima. Sivuttainen pyöräkuorma aiheutuu pyörän ja kiskon välisestä kitkavoimasta sekä pyörän laipan aiheuttamasta sivuttais-

voimasta. Periaatteessa ratarakenteeseen kohdistuvat poikkisuuntaiset vaakavoimat voidaan määritellä pystysuuntaisia voimia vastaavalla yhtälöllä, jossa suluisissa olevat termit kuvaavat kvasistaattista kuormituksen osaa [Selig & Waters 1994], [Esveld 2001]:

$$Y_{\text{tot}} = (Y_{\text{flange}} + Y_{\text{centr}} + Y_{\text{wind}}) + Y_{\text{dyn}} \quad (4.7)$$

$$Y_{\text{e,max}} \approx G \frac{h_d}{s} + H_w \quad (4.8)$$

missä

$Y_{\text{tot}}$	kokonaisvaakakuorma
$Y_{\text{flange}}$	pyörän laipan aiheuttama poikkisuuntainen voima kaarteessa
$Y_{\text{centr}}$	poikkisuuntainen kuorman lisäys kaarteessa
$Y_{\text{wind}}$	sivutuulen aiheuttama vaakakomponentti
$Y_{\text{dyn}}$	dynaaminen poikkisuuntainen kuorma
$Y_{\text{e,max}}$	yhteen akseliin kohdistuvat poikkisuuntaiset voimat
$G$	akselikuorma
$s$	raiteen leveys
$h_d$	kallistuksen vajoaus (kaava 4.4)
$H_w$	sivutuulesta aiheutuva voima

Kun oletetaan, että keskipakoisvoima ( $Y_{\text{centr}}$ ) ja sivutuulen aiheuttama voima ( $Y_{\text{wind}}$ ) vaikuttavat vain ulompaan raiteeseen, saadaan kaavan 4.8 mukainen riippuvuus yhtä akselia kuormittavista voimista  $Y_{\text{e,max}}$ . Dynaamisen osan määrittäminen on vaikeaa ja dynaamisen voiman sysäyslisälle on esitetty useita empiirisiä kaavoja. Dynaamisen komponentin vaikutus voidaan arvioida kertomalla kaavan 4.8 tulos dynaamisella sysäyskertoimella [Esveld 2001]. Tarkoitukseen voidaan myös käyttää ns. Prudhommen kaavaa [Kalliainen et al. 2015].

Pituussuuntaiset vaakakuormat raiteessa syntyvät [Esveld 2001]:

- lämpövoimista (kiskon veto- ja puristusjännitykset),
- junan jarrutuksesta tai kiihdytyksestä,
- kiskojen hitsauksesta johtuvista kutistumisjännityksistä,
- raiteen virumisesta.

Kiskon kiinnitysosien sekä ratapölkkyjen ja tukikerroksen välisen kitkavoiman tehtävä on estää näistä voimista aiheutuvaa kiskon vaellusta. Tässä työssä tarkastellaan erityisesti jarrutuksesta aiheutuvia muodonmuutos- ja jännitystiloja ratapenkereen koko korkeusprofiilin osalta.

### 4.3.2 Jarrukuorma

Junan jarruttaessa raiteen rakenneosiin välittyy pituussuuntainen voima kiskojen tasosta. Voima on suoraan verrannollinen junan pyörän ja kiskon kontaktipinnan kitkakertoimen suuruuteen. Kitkakerroin ei ole vakio, vaan siihen vaikuttaa muun muassa:

- junan nopeus
- pyörän kulmanopeus
- kiskomateriaalin ominaisuudet
- kiskon pinnan karheus
- raiteen epätasaisuudet
- radan kaltevuus sekä geometria
- jarrutusjärjestelmä
- jarrutustapa

Jos kyseessä on lukkojarrutus, pyörän ja kiskon välillä vaikuttaa liukukitka (liikekitka) (*Kappale 3*). Kun pyritään siihen, etteivät pyörät liu'u, jarrutuksessa hyödynnetään mahdollisimman suurta lepokitkaa. Koska lepokitkan maksimi-arvo on suurempi kuin liukukitka, jarrutus tapahtuu nopeammin. Käytännössä lepokitkakertoimelle on hyvin vaikea määrittää yksiselitteistä arvoa koko jarrutusmatkan ajaksi, mutta yleisesti ottaen kitkakerroin on sitä suurempi mitä äkkinaisempi jarrutus on. Yksinkertaistuksena voidaan olettaa, että kitkakerroin saavuttaa maksimi-arvonsa, kun kyseessä on äkkijarrutus, jossa lähestytään liukukitkakerrointa.

Nykyiset suomalaiset suunnitteluohjeet arvioivat jarrutusvoiman suuruutta yksinkertaisilla kaavoilla, jotka kaikki perustuvat Coulomb-kitkaan. Se on likiarvomalli, jota käytetään laskemaan kuivakitkavoimaa:

$$F_k = \mu F_n \quad (4.9)$$

missä

$$\begin{aligned} F_k &= \text{kitkavoima,} \\ \mu &= \text{kitkakerroin,} \\ F_n &= \text{pinnan normaalivoima.} \end{aligned}$$

Käytännössä suunnitteluohjeet tulkitsevat, että  $F_k$  on jarrutusvoima,  $\mu$  on pyörän ja kiskon välinen liukukitkakerroin ja  $F_n$  on junan akselipaino. Ohjeet ovat lähes yksinomaan ratasilloille, mutta ohjeita voi soveltaa, koska sillan kansi ja penglerlaatta sekä niiden yläpuoliset radan rakennekerrokset ovat tarpeeksi vertailukelpoisia keskenään. Kaikki ohjeet olettavat jarrutuskuorman välittyvän täydellisesti radan rakenteiden läpi kiskojen tasosta sillan kannelle tai penglerlaatalle.

*Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO), Osa 11, Radan päällysrakenne* [Ratahallintokeskus 2002] ohjeistaa, että jarrutusvoima on tasaisella radalla noin 25 % staattisesta painosta eli enintään noin 20 kN/m. Suurin sallittu pystysuuntainen staattinen metripaino on 80 kN/m [Ratahallintokeskus 1995]. Tämä ohje siis käyttää Coulomb-kitkan kaavaa 4.9 sillä oletuksella, että kitkakerroin  $\mu$  on 0,25. Voima kohdistuu oletettavasti kiskoihin, vaikka tätä ohje ei yksinomaan tarkenna.

Seuraavana vuonna julkaistu *Oikorata Kerava-Lahti paalulaattojen suunnittelu- ja rakentamisohje* [Ratahallintokeskus 2003] ottaa huomioon jarrutusvoiman pituussuuntaisena lisäkuormana jarruttaessa ja kiihdyttäessä. Yhdeltä raiteelta oletetaan kehittyvän vaakakuormaa 28 % pystysuorasta junakuormasta. Tämä voima kohdistuu paalulaattoon. Kitkakertoimeksi  $\mu$  oletetaan siis 0,28 kaavassa 4.9. Perusteluja tälle arvolle ei ole esitetty. Lisäksi todetaan, että toisen raiteen vaikutuksesta otetaan huomioon 60 %. Ohjeessa lasketaan jarrukuorma pystysuoralle nauhakuormalle 106 kN/m, joka vastaa mitoituskuormakaavion LM71-30 nauhakuormaa (*Taulukko 4-1*). Kaluston sallittu akseli-paino on tässä tapauksessa 300 kN.

*Paalulaattarakenteiden suunnittelu* [Kujala 2005] viittaa Oikoradan tyyppiratkaisuun ja tarkentaa sitä jarrutusvoiman osalta. Junakuorman pituussuuntainen lisäkuorma eli jarrutusvoima lasketaan prosentteina paalulaattaa kuormittavasta pystysuorasta junakuormasta alla olevan taulukon mukaisesti (*Taulukko 4-4*).

Taulukosta saatavaa pituussuuntaista lisäkuormaa voidaan käyttää paalulaattarakenteita suunniteltaessa. Kyseisessä taulukossa on sillan pituutta merkitty kirjaimella L (m) ja sen arvoksi otetaan sillan kannen pituus [Kujala 2005]. Lopputuloksena on sama kitkakertoimen  $\mu$  arvo 0,28 kuin Oikoradan tyyppiratkaisun tapauksessa.

**Taulukko 4-4.** Junakuorman pituussuuntainen lisäkuorma prosentteina sillan pystysuorasta junakuormasta [Kujala 2005].

I	Sillalla on pysyvästi jatkuvaksi hitsattu raide, joka ulottuu sillan päiden ohitse riittävän pitkän matkan (50 m)	$28 - \frac{1180}{L + 14} \geq 15\%$
II	a) Sillalla on pysyvästi jatkuvaksi hitsattu raide, joka ulottuu sillan toisen pään ohitse riittävän pitkän matkan (50 m) ja sillan toisessa päässä on kiskonliikuntalaite. b) Sillalla on normaalein kiskoatkoksien jatkettu kiskotus ns. lyhytkiskoraide.	$28 - \frac{590}{L + 14} \geq 15\%$
III	Sillalla on molemmissa päissä kiskonliikuntalaite	28%

Ohjeen *Paalulaattarakenteiden suunnittelu* tarkennukset perustuvat ohjeeseen *Rautatiesiltojen suunnitteluohje, Osa 2, Rautatiesiltojen kuormat* [Ratahallintokeskus 2002], joka ei enää ole käytössä. Todennäköisesti myös Oikoradan tyyppiratkaisun jarrutusvoimayhtälö perustuu samaiseen julkaisuun. Molemmat ohjeet siis olettavat jarrutuskuorman olevan pengerlaatatalla sama kuin sillan kannella yllä olevan taulukon (*Taulukko 4-4*) mukaisesti ja vaakakuorman välittyvän radan rakenteiden läpi täydellisesti.

*Eurokoodin soveltamisohje, Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1* [Liikennevirasto 2011b] antaa jarrutusvoimalle laskennallisen kaavan ja sille soveltamisohjeita. Ohjeen mukaan veto- ja jarrutuskuormat vaikuttavat kiskon selän korkeudella ja kuvaavat liikkuvan kaluston aiheuttamia pituussuuntaisia ominaiskuormia yhtälöiden 4.10 ja 4.11 mukaisesti.



Ominaisvetokuorma:

$$Q_{lak} = 33 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \times L_{a,b} [\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad (4.10)$$

Ominaisjarrutuskuorma:

$$Q_{lbk} = 20 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \times L_{a,b} [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad (4.11)$$

joissa  $L_{a,b}$  on veto- ja jarrutuskuormien tarkasteltavan rakenneosan tarkastelupituus, jolla veto- tai jarrutuskuorman oletetaan vaikuttavan tasaisesti jakautuneena. NCCII ehdottaa näihin yhtälöihin korotus- ja vähennyskertoimia eri tarkasteluperustein. Ohje myös ilmoittaa, että erikoisliikennettä (esim. henkilöliikenne- ja rautatiet) välittävillä radoilla veto- ja jarrutuskuormina voidaan käyttää vaihtoehtoisesti tuttua 25 %:a staattisten akselikuormien summasta, kunhan ei ylitetä kaavojen 4.10 ja 4.11 viittaamia maksimiarvoja.

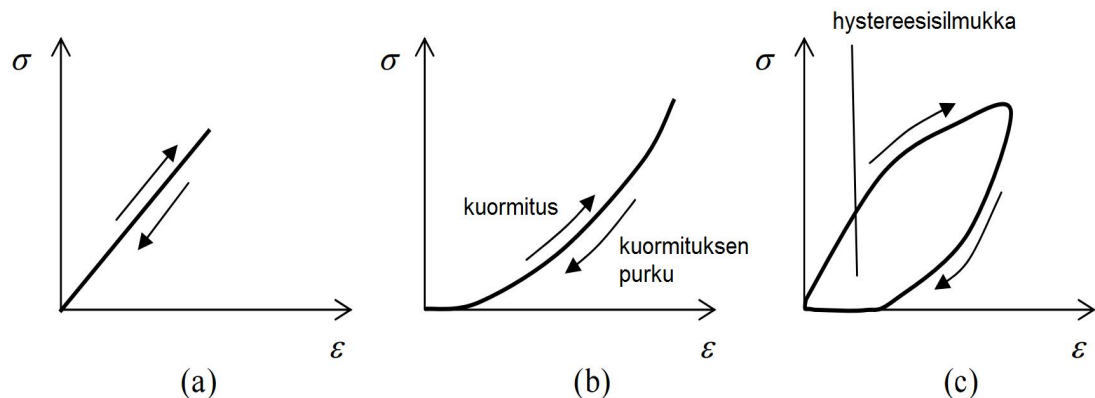
Liikenneviraston [2014c] ohje *Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohje* suosittelee noudattamaan NCCII:tä. Paalulaattojen mitoituksessa on lisäksi otettava huomioon keskipakoisvoimasta ja sivusuuntaisesta sysäyksestä aiheutuvat voimat. Jarrukuormaa ja sivusysäyskuormaa laskettaessa laskentapituutena käytetään liikuntasaumoin erotetun laatan osan pituutta. [Liikennevirasto 2014c]

*Ratatekniset ohjeet (RATO), Osa 3, Radan rakenne* [Liikennevirasto 2014b] ei ota kantaa jarrutusvoiman laskentaan. Esveld [2001] toteaa lyhyesti, että usein rautateiden mitoituksessa ja suunnittelussa oletetaan jarrukuormaksi 25 %:a akselikuormasta. Johtopäätöksenä voidaan lopulta pitää, että nykyisten suomalaisten ja kansainvälisten ohjeiden mukaan jarrukuormaksi tulee olettaa 25-28 %:a akselikuormasta, mikä viittaa junan pyörän ja kiskon välisen kitkakertoimen  $\mu$  arvoon 0,25-0,28.

## 5 Materiaalimallit

### 5.1 Yleistä

Materiaalimalleilla pyritään arvioimaan oikeiden materiaalien vaste erilaisissa kuormitustilanteissa. Matemaattisilla malleilla voidaan ennustaa tämä kuormitusvaste. Jotta voidaan muodostaa matemaattisia malleja, on hyödyllistä yksinkertaistaa ja luokitella materiaalivasteet ideaalisiin malleihin. On olemassa neljä laajaa materiaalimallia tähän tarkoitukseen: (1) elastinen malli, (2) viskoelastinen malli, (3) plastinen malli ja (4) viskoplastinen malli (Kuva 5-1). [Piaras 2013]



**Kuva 5-1.** Erilaisia jännitys-muodonmuutos -suhteita: (a) lineaarisesti elastinen, (b) epälineaarisesti elastinen, (c) viskoelastinen / plastinen / viskoplastinen [muokattu Piaras 2013].

### 5.2 Lineaarisesti elastinen malli

Yksinkertaisin materiaalimalli on lineaarisesti elastinen malli (LE), joka perustuu Hookeen lakiin isotrooppisesta elastisuudesta. Mallissa on ainoastaan kaksi elastista perusparametria: kimmomoduuli  $E$  [ $\text{kN/m}^2$ ] ja Poissonin luku  $\nu$  [-]. Tämä on etu, koska lähtöparametrit on helppo määrittää ja tulosten laskenta-aika on lyhyt. Vaikka lineaarisesti elastinen malli ei sovellu mallintamaan maakerroksia, mallia voidaan käyttää mallintamaan jäykkiä tilavuuselementtejä maan sisällä, kuten betonirakenteita tai kalliomuodostelmia. [Brinkgreve et al. 2012b]

Materiaaliin kohdistuvan jännityksen suuruutta ei ole rajoitettu, minkä takia lineaarisesti elastisella rakennemallilla mallinnetuilla rakenteilla on ääretön lujuus. Tästä syystä käyttäjän tulee omatoimisesti huolehtia, ettei materiaalin ominaislujuus ylity laskentatilanteessa. [Vinter 2015]

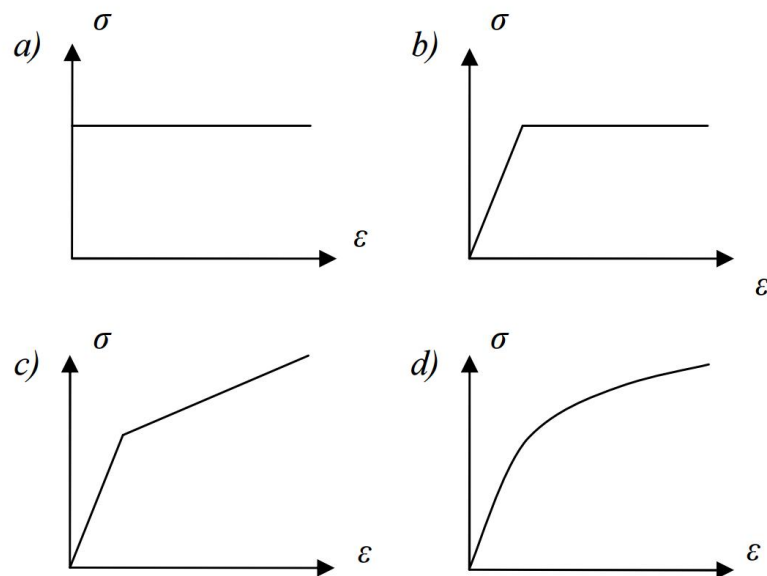
### 5.3 Elasto-plastiset mallit

#### 5.3.1 Yleistä

Elastisuus kuvaa kiinteän materiaalin ominaisuutta palata alkuperäiseen muotoonsa muodonmuutoksen jälkeen, kun muodonmuutoksen aikaansaanut voima poistetaan.

Plastisuus sen sijaan luonnehtii materiaalin pysyvää muodonmuutosta, joka ei palaudu, vaikka jännitystila palautuisi alkuperäiseen tilaan. Jos plastinen käyttäytyminen sisältää myös elastisen osuuden, muodonmuutosta kutsutaan elasto-plastiseksi (*Kuva 5-2*).

Täydellisen plastinen materiaali kokee palautumattoman muodonmuutoksen ilman lisäystä jännitystilaan tai kuormitukseen. Lujittuvat plastiset materiaalit vaativat yhä korkeampia jännityksiä, jotta ne saavuttavat suurempia plastisia muodonmuutoksia. Yleensä plastinen muodonmuutos riippuu myös muodonmuutosnopeudesta. Esimerkiksi muodonmuutosnopeuden nostaminen vaatii yleensä jännityksen korottamista. Tällaiset materiaalit kokevat visko-plastisia muodonmuutoksia.



**Kuva 5-2.** Elasto-plastisia jännitysvenymäkäyriä: (a) täydellisen plastinen, (b) ideaalinen elastoplastinen, (c) lineaarisesti lujittuva, (d) epälineaarisesti lujittuva [Kivivuori 1996], [Vanamo 2007].

### 5.3.2 Mohr-Coulomb -malli

Ideaalisen elastoplastisen Mohr-Coulomb -mallin murtokriteeri on jatke Coulombin kitkalaista yleisiin jännitystiloihin. Tämä kriteeri itse asiassa varmistaa, että kaikki tasot materiaalin sisällä noudattavat Coulombin kitkalakia. Mohr-Coulomb -malli sisältää viisi lähtöparametria: maan elastisuuteen kimmomoduuli  $E$  [ $\text{kN/m}^2$ ] ja Poissonin luku  $\nu$  [-]; maan plastisuuteen kitkakulma  $\phi$  [ $^\circ$ ] ja koheesio  $c$  [ $\text{kN/m}^2$ ]; ja dilataatiokulma  $\psi$  [ $^\circ$ ]. [Brinkgreve et al. 2012b]

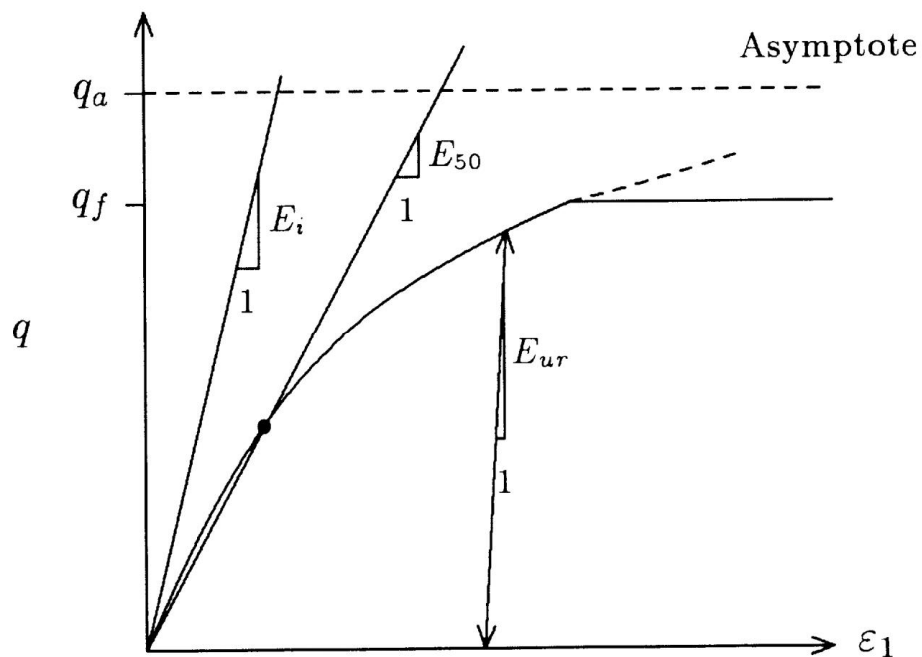
Mohr-Coulomb -malli esittää yksinkertaisen arvion maan tai kallion käyttäytymisestä. Tätä mallia suositellaan käytettäväksi ensimmäisen analyysin tekemiseen kohdeongelmasta. Käyttäjä arvioi jokaisen maakerroksen keskimääräisen jäykkyyden tai jäykkyyden, joka kasvaa lineaarisesti syvyysuunnassa. Vakiojäykkyydestä johtuen laskelmat ovat suhteellisen nopeita ja antavat ensiarvion muodonmuutoksista. [Brinkgreve et al. 2012b]

Malli on erityisen hyödyllinen silloin, kun tiedossa on vain peruslähtöparametrit ja kehittyneempien materiaalmallien lähtöparametrien tarkka määrittäminen tai arvioiminen on hankalaa. On kuitenkin huomioitava, että malli sisältää vain rajoitetun määrän tekijöitä, jotka todellisuudessa näyttäytyvät maan käyttäytymisessä. Vaikka jäykkyyden kasvaminen syvyys suunnassa voidaan ottaa huomioon, Mohr-Coulomb -malli ei sisällä riippuvuutta jännityksestä, jännityspolusta tai muodonmuutoksesta jäykkyyden määrittämisessä. Yleisesti ottaen malli kuitenkin kuvaa hyvin tehokkaita jännitystiloja murroksessa. [Brinkgreve et al. 2012b]

### 5.3.3 Hardening Soil -malli

Hardening Soil -malli (HS) on kehittynyt materiaalmalli sekä pehmeiden että kovien maalajien käyttäytymisen simuloimiseen. Toisin kuin ideaalisessa elastoplastisessa mallissa, HS-mallissa myötöpinta ei ole kiinteä pääjännitystilassa, vaan myötöpinta voi laajentua plastisten muodonmuutosten seurauksena. Mallissa lujittuminen jaotellaan kahteen päätyyppiin: leikkaus- ja puristuslujittumiseen. Leikkauslujittumista käytetään mallintamaan primäärisestä deviatorisesta kuormituksesta johtuvia palautumattomia muodonmuutoksia. Puristuslujittumista puolestaan käytetään mallintamaan ödometrikuumituksen primääripuristumisesta ja isotrooppisesta kuormituksesta johtuvia plastisia muodonmuutoksia. [Schanz et al. 1999]

HS-mallin matemaattinen perusta on pystysuuntaisen muodonmuutoksen  $\varepsilon_1$  ja deviatorisen jännityksen  $q$  hyperbolinen suhde  $q_a$  (Kaava 5.1) primäärisessä kolmiaksaalikuormituksessa (Kuva 5-3). Suurin deviatorinen jännitys  $q_f$  määritellään kitkakulman ja koheesion avulla (Kaava 5.2). Kaavan mukainen yhteys on johdettu Mohr-Coulombin murtokriteeristä ja sen saavutettuaan materiaali alkaa käyttäytyä täysin plastisesti. [Schanz et al. 1999]



**Kuva 5-3.** Hyperbolinen jännitys-muodonmuutos -suhde primäärisessä kolmiaksaalikuormituksessa, mihin HS-malli ja jäykkyysparametrien määrittäminen perustuvat [Schanz et al. 1999].

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (5.1)$$

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} (p + c \cot \varphi_p) \quad (5.2)$$

missä

$q_a$	pystysuuntaisen muodonmuutoksen ja deviatorisen jännityksen suhde
$q_f$	suurin deviatorinen jännitys
$\varphi_p$	kitkakulma
$p$	sellipaine
$c$	koheesio
$R_f$	murtotilan jännityssuhde, käytetään yleensä arvoa 0,9

Jännitystiloja kuvaillaan Mohr-Coulomb -mallin tavoin kitkakulmalla  $\varphi$  [°], koheesiolla  $c$  [kN/m<sup>2</sup>] ja dilataatiokulmalla  $\psi$  [°]. Maan jäykkyys sen sijaan kuvaillaan huomattavasti tarkemmin käyttämällä kolmea eri jäykkyysparametria  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$ ,  $E_{oed}$  yhden kimmoduulin sijaan. Malli kuvaa näin jäykkyyden ja jännitystilan riippuvuutta. Parametrit  $E_{50}$  ja  $E_{ur}$  määritetään avoimen kolmiaksaalikokeen tuloksista ja  $E_{oed}$  määritetään ödometrikokeen primäärikuormitusvaiheesta tangenttimoduulina. Edellämainittujen parametrien lisäksi HS-mallissa tarvitaan ns. edistyneitä parametreja, joiden arvoiksi suositellaan oletusasetuksia, kun kohdekohtaista tutkimustietoa näistä parametreista ei ole tarjolla. [Brinkgreve et al. 2012b]

Vaikka HS-mallia voidaan pitää kehittyneenä maan materiaaalimallina, malli ei ota huomioon useita tekijöitä oikean maan käyttäytymisessä. Se on maan lujittumista tutkiva malli, joka ei huomioi maan dilataation ja koheesiovoimien vaikutuksista johtuvaa maan pehmenemistä. HS-malli on tosiasiaa isotrooppinen lujittumismalli, joka ei mallinna hystereesistä tai syklistä muodonmuutostäyttymistä. Ennen kaikkea HS-malli ei kykene erottelemaan muodonmuutosten vaikutusta jäykkyyteen, sillä pienillä muodonmuutoksilla jäykkyys kasvaa ja muodonmuutosten kasvaessa jäykkyys pienenee. Tämän takia käyttäjän tulee valita sopiva jäykkyysarvo mallinnettavan kohteen perusteella. [Brinkgreve et al. 2012b]

## 6 Mallinnuksen lähtötiedot

### 6.1 Yleistä

Työssä käytetään Plaxis 2D -elementtimenetelmäohjelmaa, jota hyödynnetään mallinnuksessa geoteknisessä suunnittelussa ja tutkimuksessa. Työn tavoitteena on tutkia miten ratakiskon tasossa vaikuttavat kuormat välittyvät radan rakennekerrosten läpi pengerlaatalle. Geometriamallin tulee mahdollistaa tarkastelu, jonka perusteella voidaan päätellä ainoastaan ratapenkereen osuus jarrukuorman välittymisessä pengerlaatalle.

Paalujen vaikutus ratapenkereessä tapahtuviin muodonmuutoksiin ja jännityksiin halutaan sulkea pois. Tästä syystä geometriaan ei mallinneta pengerlaatan alle täyspitkiä paaluja. Mallinnetut paalut ovat ainoastaan niin pitkiä, että geometria-alueen alareunan läheisyys ei vaikuta pengerlaatan molemmissa päissä olevien leukapalkkien käyttäytymiseen. Pengerlaatta halutaan myös nostaa ylös geometria-alueen alareunasta, jotta pengerlaatan vaakasuuntaista liikettä ei rajoiteta.

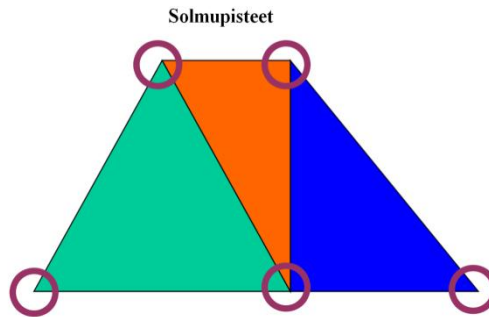
Rajallisesta mallinnusavaruudesta johtuva päätyvaikutus geometrian leveyssuunnassa halutaan sulkea pois, joten mallinnettavasta rataosuudesta tehdään riittävän pitkä, etteivät muodonmuutokset ja jännitykset saavuta geometria-alueen reunoja. Ratakisko ja radan maarakennekerrokset ovat geometriamallissa 160 m pitkiä.

### 6.2 Elementtimenetelmä

Geoteknisessä numeerisessa mallinnuksessa käytetään yleisesti elementtimenetelmää (*Finite Element Method, FEM*) ja differenssimenetelmää (*Finite Difference Method, FDM*). Ne ovat hyödyllisiä menetelmiä ratkaisemaan mallinnushaasteita, joissa on monimutkaiset geometriat, kuormitukset ja materiaaliominaisuudet. Ne ovat hyödyllisiä työkaluja, kun analyttiset ratkaisut eivät ole mahdollisia.

Elementti- ja differenssimenetelmissä rakennemalli diskretisoidaan jakamalla se pienemmiksi osiksi tai yksiköiksi (elementeiksi). Elementit ovat kiinni toisissaan pisteissä, jonka ne jakavat yhden tai useamman toisen elementin, pinnan tai rajapinnan kanssa (*Kuva 6-1*). Diskretisoidusta rakennemallista johdetaan joukko matemaattisia kaavoja, joista ratkaistaan solmupisteiden muodonmuutokset ja jännitykset. Kaavat ratkaistaan elementtimenetelmässä integraalimuodossa ja differenssimenetelmässä differentiaaliyh-tälöinä. Solmupisteissä määriteltyjen arvojen perusteella interpoloidaan arviot elementin sisällä olevien solmupisteiden ulkopuolisten alueiden arvoille.

Geoteknisessä mallinnuksessa käytössä olevista ohjelmista esimerkiksi Plaxis ja SIG-MA/W perustuvat elementtimenetelmään ja FLAC differenssimenetelmään.



**Kuva 6-1.** Rakennemallin diskretisoiminen elementeiksi ja elementtien väliset solmupisteet.

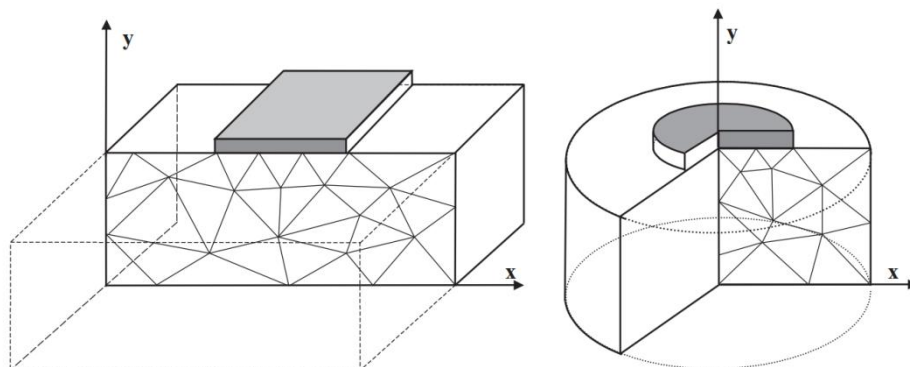
## 6.3 PLAXIS

### 6.3.1 Ohjelma

Plaxis 2D –ohjelma on maamekaniikkaan suunniteltu kaksiulotteinen elementtimenetelmäohjelma, jolla suoritetaan muodonmuutos- ja stabiliteettitarkasteluja erilaisissa geoteknisissä sovelluksissa. Tosimaailman tilanteita voi mallintaa kahdella eri laskentavaihtoehdolla: *plane strain*- ja *axisymmetric*-mallit (Kuva 6-2).

*Plane strain* –tarkastelussa muodonmuutoksia tapahtuu ainoastaan näyttörüudun kaksiuulotteisissa x- ja y-tasossa, ei näyttörüuden syvyys suunnassa z-tasossa. *Axisymmetric*-tarkastelua käytetään pyöreille rakenteille, joilla on yhdenmukainen säteittäinen poikkileikkaus ja kuormitus keskiakselin ympäri. Muodonmuutoksen ja jännityksen oletetaan olevan sama kaikissa säteittäisissä suunnissa. [Brinkgrieve et al. 2012a] Tässä työssä ratarakenteiden mallinnuksessa käytetään *Plane strain* –mallia.

Plaxis 2D -ohjelma käyttää oletuksena kolmiomaisia 15-solmuisia elementtejä mallintamaan maakerroksia ja muita tilavuuselementtejä. Niillä saavutetaan erittäin tarkkoja tuloksia, joita voidaan soveltaa tosimailman geoteknisiin tilanteisiin. [Brinkgrieve et al. 2012a].



**Kuva 6-2.** Esimerkki *Plane strain*- (vasen) ja *Axisymmetric*-tarkasteluista (oikea) [Brinkgrieve et al. 2012a].

Tässä työssä käytetään Plaxis 2D –ohjelman versiota 9.0. Rakenne-elementtien ominaisuuksia ja käyttäytymistä kuvaamaan käytetään elastista, lineaarisesti elastista ja Hardening Soil –materiaalimallia (*Kappale 5*).

### 6.3.2 Rakenne-elementit

#### Laattaelementti (*Plate*)

*Plate*- eli laattaelementtejä käytetään Plaxis 2D -ohjelmassa mallintamaan ohuita rakenteita, joilla on merkittävä taivutuslujuus ja aksiaalinen jäykkyys. Tällaisia rakenteita ovat esimerkiksi laatat ja erilaiset seinärakenteet. Tässä työssä käytetään laattaelementtiä mallintamaan kiskot.

Plaxis 2D -ohjelman laatat muodostuvat 5-solmuisista laattaelementeistä (viivaelementeistä), joiden jokaisessa solmussa on kolme vapausastetta. Vastaavasti tilavuuselementit ovat 15-solmuisia. Tässä työssä tilavuuselementeillä mallinnetaan maakerrosten lisäksi ratapölkkyt, paalulaatta ja paalut.

*Plate*-elementit perustuvat Mindlinin laattateoriaan, joka sallii laatan taipumisen leikkaus- ja taivutusvoimien alaisena. Elementin pituus voi myös muuttua, kun siihen kohdistuu aksiaalinen kuormitus. Laattaelementeistä voi tulla plastisia, jos saavutetaan ennallemääritetty maksimitaivutusmomentti tai –aksiaalivoima. Laattaelementeille määritellään tilavuuspaino ja jäykkyysparametrit kuvaamaan elastista käyttäytymistä. [Brinkgrieve et al. 2012a]

#### Rajapintaelementti (*Interface*)

*Interface*- eli rajapintaelementit ovat nivelellisiä elementtejä, joita lisätään laatta- tai tilavuuselementteihin, jotta maan ja rakenne-elementtien välistä käyttäytymistä voidaan mallintaa kunnolla. Rajapintoja voidaan luoda laatta- ja tilavuuselementtien viereen tai kahden maakerroksen väliin. Rajapintaelementeille määritellään valitun materiaalimallin mukaiset materiaaliparametrit ja lujuusvähennyskerroin  $R_{inter}$ , joka kuvaa vuorovaihtuksen karheutta. Lujuusvähennyskerroin on verrattavissa kitkakertoimeen. Molempien kohdalla pinnat ovat jäykästi kiinni toisissaan, kun kerroin on 1, ja vapaat liikkumaan kitkattomasti toistensa suhteen, kun kerroin on 0.

Jokaiselle rajapintaelementille määritellään virtuaalinen paksuus, joka on kuvitteellinen mitta, jonka avulla määritellään rajapinnan materiaaliominaisuudet. Mitä suurempi virtuaalinen paksuus on, sitä enemmän elastisia muodonmuutoksia muodostuu. Rajapintaelementtien on tarkoitus saada aikaan hyvin vähän elastisia muodonmuutoksia, joten virtuaalinen paksuus pyritään pitämään pienenä. Virtuaalisen paksuuden oletusarvo on 0,1, jota ei muuteta tämän työn mallinnuksen aikana. Kun käytetään 15-solmuisia elementtejä, rajapintaelementit määritellään viidellä solmuparilla. [Brinkgrieve et al. 2012a]



## 6.4 Geometria

### 6.4.1 Esittely

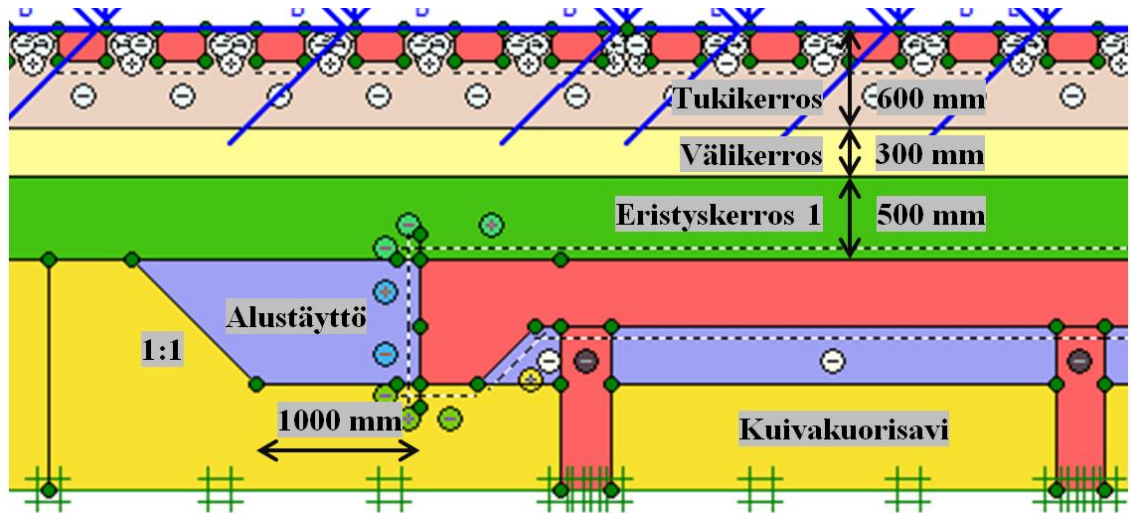
Työn kaksiulotteisen geometriamallin lähtökohtana on mallintaa kaikki olennaiset rakenneosat ratapenkereessä kiskosta aina pengerlaatan ja paalujen ylätasoon asti. Tavoitteena on tarkastella kokonaisuutta ja selvittää eri osien vaikutus kokonaisuuteen. Siirtymäläattaa ei mallinneta geometriaan mallinnusteknisistä syistä ja tulosten tulkinnan yksinkertaistamiseksi.

Kiskoksi mallinnetaan elastinen levyelementti (*plate element*). Ratapölkkyt ovat 300 mm leveitä ja 200 mm korkeita [Liikennevirasto 2014b] lineaarisesti elastisia tilaelementtejä (*volume element*). Ratapölkkyväli on 600 mm [Ratahallintokeskus 2002]. Yhteensä geometriassa on 266 ratapölkkyä. Paalujen välinen etäisyys on 3000 mm.

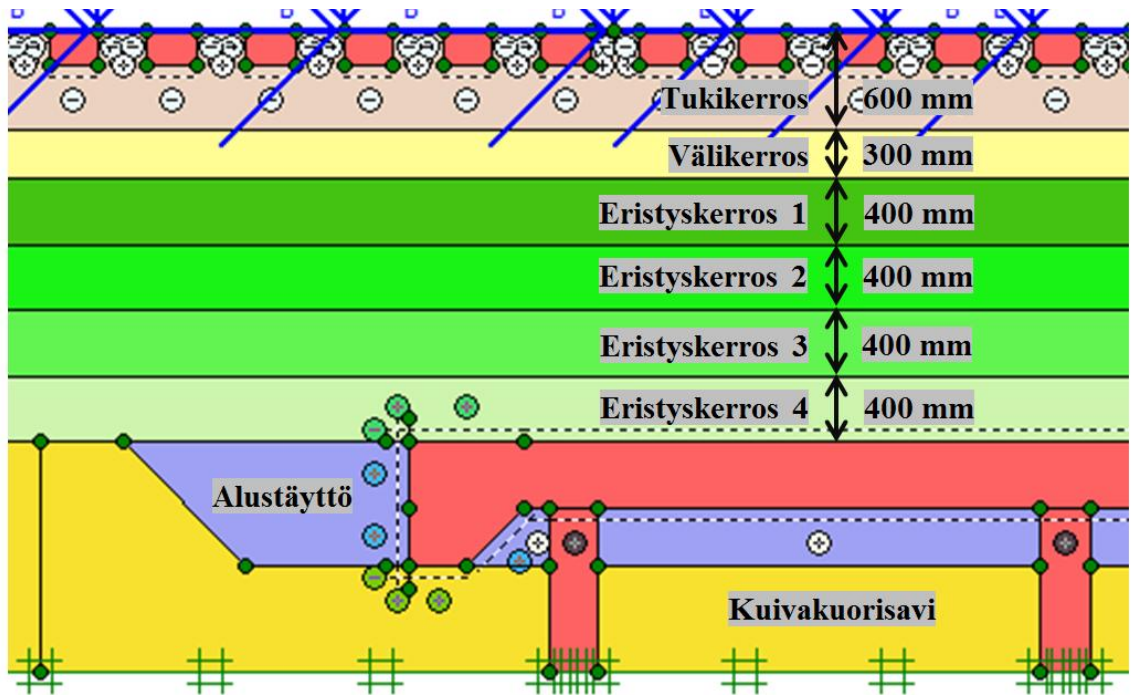
Työssä tarkastellaan kolmea erikorkuista ratapengertä: 1,4 m, 2,5 m ja 5,0 m. Ratapenkereeseen sisältyy tukikerros, välikerros ja eristyskerros. Tukikerroksen paksuus kiskon tasosta on 600 mm [Ratahallintokeskus 2002]. Välikerroksen paksuus on 300 mm [Liikennevirasto 2014b]. Eristyskerros on jaettu neljään osakerrokseen vaihtelevien ominaisuuksien ja pengerkorkeuden mukaan. Jokaisen osakerroksen paksuus on pääsääntöisesti 400 mm. Ratapenkereen rakennekerrokset on esitetty alla kuvasarjassa (*Kuva 6-3, Kuva 6-4, Kuva 6-5 ja Kuva 6-6*).

Geometriavalikoimassa otetaan huomioon kaksi eri käytännön tapausta. Ensimmäisessä tapauksessa kyse on uuden radan rakentamisesta, jossa käytetään mitoituskuormana uusien ohjeiden mukaista LM71-35-kuormitusta joko nauhakuorman kanssa tai ilman. Tässä simuloidussa tilanteessa on rakennettu uusi ratapenger pehmeikölle, jossa pintakerroksena on kuivakuorisavi ja pengerlaatan alustäyttönä murske. Tähän geometriavaihtoehtoon viitataan tässä työssä termillä *uuden radan geometria* (*Kuva 6-3, Kuva 6-4, Kuva 6-5*).

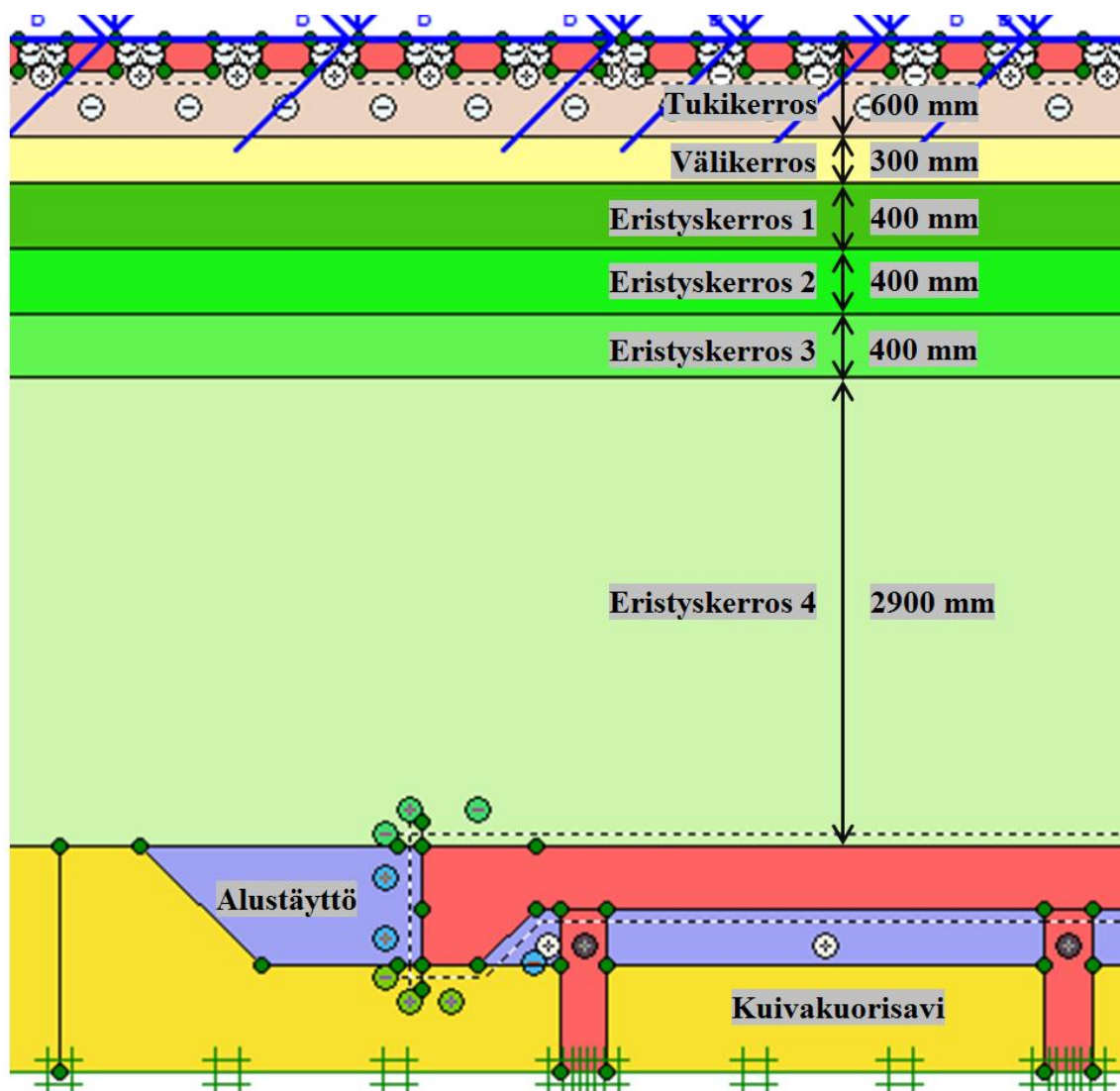
Toisessa tapauksessa kuvitellaan tilanteeksi korjausrakentaminen ja mitoituskuormana käytetään vanhojen ohjeiden mukaista SFS-EN15528 E4 -kuormitusta. Tässä simuloidussa tilanteessa vanhan ratapenkereen päälle on rakennettu uusi ratapenger, joka on pengerlaatan yläpuolisin rakenneosin identtinen uuden radan geometrian tapaukseen. Pengerlaatta on kuitenkin asetettu vanhan eristyskerroksen päälle. Tähän geometriavaihtoehtoon viitataan tässä työssä termillä *vanhan radan geometria* (*Kuva 6-6*). Yleisesti ratasuunnittelussa korjausrakentamisen yhteydessä käytetään LM71-kuormitusta ja kantavuuslaskennassa E4-kuormitusta, mutta tässä työssä uuden ja vanhan radan välille haluttiin kuormituksen osalta vaihtelevuutta ja siten laajempaa näkökulmaa tulosten valossa.



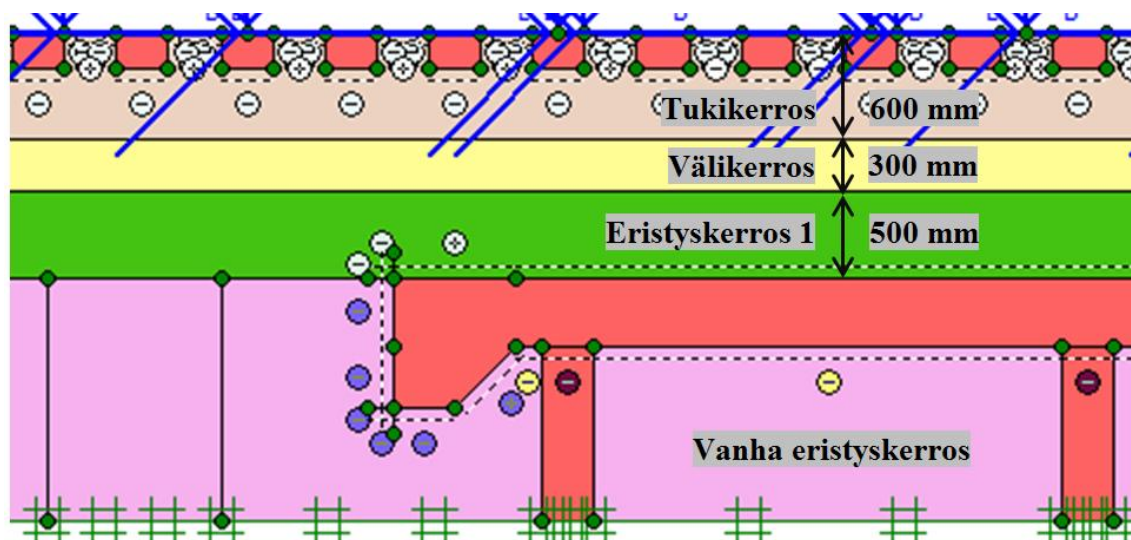
*Kuva 6-3. 1,4 m korkean ratapenkereen rakennekerrokset. Uuden radan geometria.*



*Kuva 6-4. 2,5 m korkean ratapenkereen rakennekerrokset. Uuden radan geometria.*



*Kuva 6-5. 5,0 m korkean ratapenkereen rakennekerrokset. Uuden radan geometria.*



*Kuva 6-6. 1,4 m korkean ratapenkereen rakennekerrokset. Vanhan radan geometria.*

## 6.4.2 Malliparametrit

Geometrian kaikissa maakerroksissa käytetään Plaxis-ohjelman Hardening Soil -materiaalimallia (Kappale 5.3.3). Parametrit on esitetty alla (Taulukko 6-1).

**Taulukko 6-1.** Maarakennekerrosten Hardening Soil (HS) -malliparametrit työn rakennemallissa.

Rakenne	$\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{50}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{\text{ref}}'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]
Tukikerros	17.6	17.6	250000	200000	500000	20	45	15
Välikerros	19.2	19.2	250000	200000	750000	10	45	15
Eristyskerros 1	19.2	19.2	180000	160000	540000	10	45	15
Eristyskerros 2	19.2	19.2	170000	150000	510000	10	45	15
Eristyskerros 3	19.2	19.2	160000	140000	480000	10	45	15
Eristyskerros 4	19.2	19.2	150000	130000	450000	10	45	15
Kuivakuorisavi	14.0	14.0	10000	12500	30000	12	25	0
Alustäyttö (murske)	17.6	17.6	230000	190000	750000	20	45	15
Vanha eristyskerros (hiekkä)	19.2	19.2	100000	95000	420000	8	36	6

Kaikki parametrit on tarkoin poimittu kirjallisuuslähteistä, jotta ne esittäisivät mahdollisimman edustavia radan rakennekerrosten ominaisuuksia. Kuormanvälityskyvyn kannalta erittäin löyhä rakennekerros välittää voimia liian heikosti ja erittäin tiivis rakennekerros liian hyvin. Todellisuudessa rakennekerrokset ovat heterogeenisiä ja kulutusrasitusten muovaamia, eivätkä niiden väliset rajapinnat ole yhtä teräväpiirteisiä ominaisuuksiltaan kuin yksinkertaisuuksia vaativa rakennemalli antaa olettaa.

Tuki-, väli- ja eristyskerrosten HS-malliparametrit saatiin Tampereen teknilliseltä yliopistolta heidän tutkimuksiinsa perustuen [Kalliainen et al. 2014], jotka ovat sisältäneet kenttä- ja laboratoriotutkimuksia sekä mallinnusta Plaxis 2D- ja Plaxis 3D-ohjelmilla. Tässä työssä käytetyt tukikerroksen parametrit vastaavat keskimääräistä rakennekerrosta. Väli- ja eristyskerrosten parametrit viittaavat kalliomurskeeseen, joka on lujuus- ja jäykkyydeltään mahdollisen vaihteluvälin yläarvoja. Voidaan olettaa, että työn väli- ja eristyskerrokset siis välittävät voimia hyvin ja muodonmuutokset ovat verrattain pieniä.

Pengerlaatan alla ja päissä oleva alustäyttö oletetaan murskeeksi. Vanhan radan geometrian kohdalla rakennemallissa on tarkoitus esittää korjausrakentamistilanne, jossa olemassa olevien, kulutusta kärsineiden radan rakennekerrosten päälle on rakennettu uudet radan rakennekerrokset. Vanha rakennekerros mallinnetaan hiekkaisena eristyskerroksena. Alustäytön ja vanhan eristyskerroksen malliparametrit molemmat perustuvat Teknillisen korkeakoulun ja VTT:n kokeellisiin tuloksiin [Korkiala-Tanttu et al. 2003a] [Korkiala-Tanttu et al. 2003b].

Ratapölkkyjä, pengerlaattaa ja paaluja ovat betonia, joka mallinnetaan tilavuuselementeillä ja lineaarisesti elastisella materiaalimallilla (Taulukko 6-2). Kiskot puolestaan mallinnetaan elastisella Plate- eli laattaelementillä (Taulukko 6-3), jonka lähtöarvot on skaalattu ottamaan huomioon mallin 2D-avaruuden rajoitteet (Kappale 6.5.2).

**Taulukko 6-2.** Betonin (ratapölkkyt, pengerlaatta, paalut) lineaarisesti elastiset malliparametrit työn rakennemallissa.

Rakenne	$\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [GPa]	$\nu$ [nu]
Betoni	25.0	30	0.20

**Taulukko 6-3.** Kiskojen elastiset malliparametrit työn rakennemallissa.

Rakenne	EA <sub>1</sub> [kN/m]	EI [kN m <sup>2</sup> /m]	w [kN/m/m]	$\nu$ [nu]
Kiskoteräs	1224000	4865	0.455	0.3

### 6.4.3 Rajapinnat

Pengerlaatta ei lepää paalujen varassa kitkattomasti rullien päällä, mikä olisi epärealistinen tilanne. Pengerlaatan ja paalujen välille on mallinnettu rajapinta, jonka kitkakerroin ( $\mu_{\text{kumi}} \approx R_{\text{inter,kumi}} = 0,20$ ) [Betonikeskus ry 2008] vastaa synteettistä kumilevyä, neopreniä, joka asennetaan käytännössä paalun ja pengerlaatan välille.

Pengerlaatan alla oleva alustäyttö oletetaan painuvaksi siten, että pengerlaatan ja alustäytön kitkakerroin ( $\mu_{\text{alus}} \approx R_{\text{inter,alus}} = 0,01 \approx 0$ ) arvioidaan olemattomaksi. Pengerlaatan päällä lepäävän eristyskerroksen ja pengerlaatan välisestä kitkakertoimesta ei ole tarkkaa tietoa, joten se oletetaan olevan noin 2/3 ( $\mu_{\text{eristys}} \approx R_{\text{inter,eristys}} = 0,67$ ). Tämä on Plaxis-käyttöoppaan mukaan edustava oletusarvo, kun tarkkaa tietoa ei ole saatavilla [Brinkgreve et al. 2012a].

Leukapalkin ympärillä oleva maa voi käytännössä liikkua vapaasti leukapalkin suhteen, joten lähtökohtana on, että mallinnuksessa kitkakerroin tällä rajapinnalla tulee olla mahdollisimman pieni. Työn aikana suoritettiin Plaxis-ohjelmalla herkkiystarkastelu (Kappale 7.2.5), jonka perusteella mallinnuksessa käytetään kitkakerrointa  $\mu_{\text{leuka}} \approx R_{\text{inter,leuka}} = 0,40$ .

Ratakiskon ja -pölkyn välille ei ole asetettu rajapintaa. Niiden oletetaan olevan täydellisen jäykästi kiinni toisissaan ( $\mu_{\text{k-p}} \approx R_{\text{inter,k-p}} = 1$ ), koska Plaxis-ohjelman materiaalimallit soveltuvat parhaiten maan käyttäytymisen arvioimiseen, ei kahden jäykän materiaalin välisen kontaktin mallintamiseen. Toiseksi mallinnuksessa halutaan tutkia ratarakenteen maakerrosten osuutta voimien välityksessä, joten kiskon ja pölkyn välinen kanssakäyminen on työn laajuuden ulkopuolella. Olettamalla jäykkä kontakti, jossa kaikki kiskon voimat välittyvät pölkyille, saadaan työssä varmalla puolella oleva kokonaistulos.

Ratakisko ja tukikerros eivät käytännössä ole kosketuksissa toisiinsa, joten geometriassa niiden välisellä rajapinnalla kitkakerroin ( $\mu_{\text{kisko}} \approx R_{\text{inter,kisko}} = 0,01 \approx 0$ ) on olematon. Ratapölkyn ja tukikerroksen välisenä kitkakertoimena käytetään arvoa  $\mu_{\text{pölkky}} \approx R_{\text{inter,pölkky}} = 0,73$  [Esveld]. Kaikki geometriamallin rajapinnat on esitetty alla kuvassa (Kuva 6-7) ja malliparametrit tämän kappaleen taulukoissa (Taulukko 6-4 ja Taulukko 6-5).



**Taulukko 6-4.** Geometriamallin rajapintojen HS-malliparametrit.

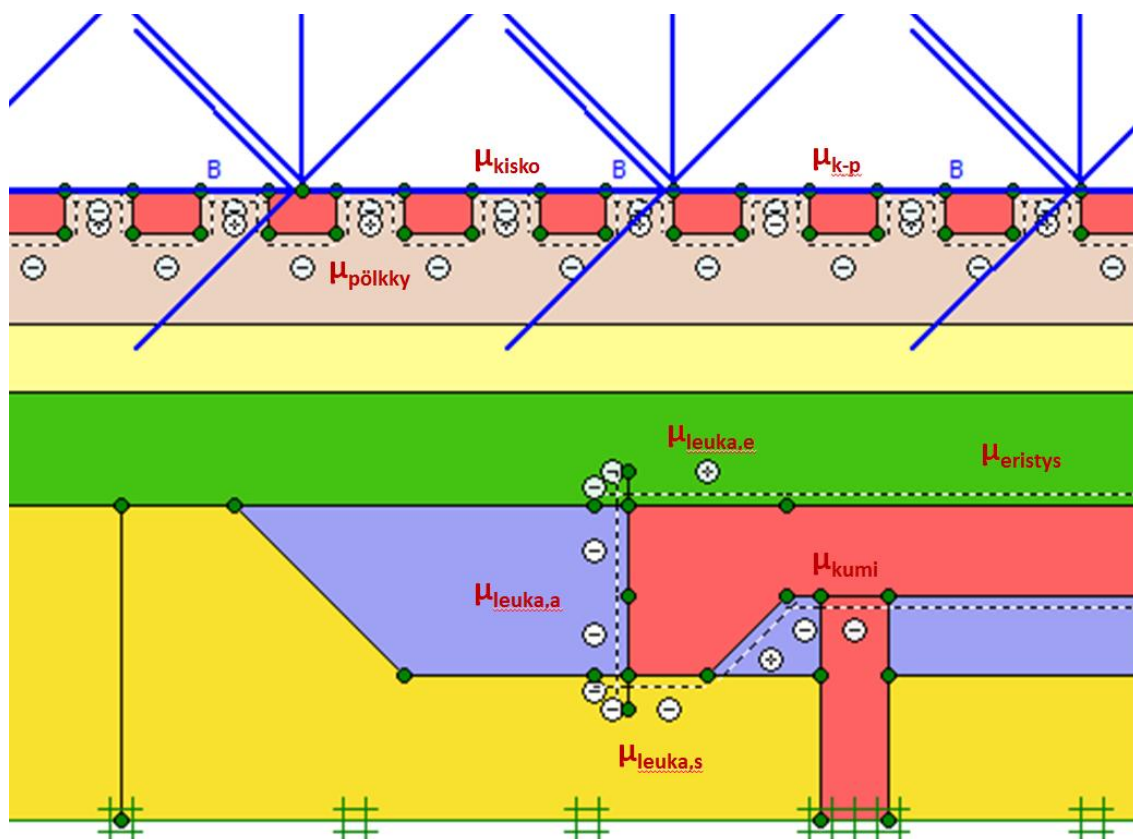
Parametri	$\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{50}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]	$R_{\text{inter}}$
$\mu_{\text{kisko}}$	17,6	17,6	250000	200000	500000	20	45	15	0,01
$\mu_{\text{pölkky}}$	17,6	17,6	250000	200000	500000	20	45	15	0,73
$\mu_{\text{eristys}}^{(1)}$	19,2	19,2	180000	160000	540000	10	45	15	0,67
$\mu_{\text{eristys}}^{(2)}$	19,2	19,2	150000	130000	450000	10	45	15	0,67
$\mu_{\text{leuka,e}}^{(1)}$	19,2	19,2	180000	160000	540000	10	45	15	0,40
$\mu_{\text{leuka,e}}^{(2)}$	19,2	19,2	150000	130000	450000	10	45	15	0,40
$\mu_{\text{leuka,a}}^{(3)}$	17,6	17,6	230000	190000	750000	20	45	15	0,40
$\mu_{\text{leuka,a}}^{(4)}$	19,2	19,2	100000	95000	420000	8	36	6	0,40
$\mu_{\text{leuka,s}}^{(3)}$	14,0	14,0	10000	12500	30000	12	25	0	0,40
$\mu_{\text{leuka,s}}^{(4)}$	19,2	19,2	100000	95000	420000	8	36	6	0,40

(1) Kun penkereen korkeus on 1,4 m – Eristyskerros 1 alimpänä.

(2) Kun penkereen korkeus on 2,5 m ja 5,0 m – Eristyskerros 4 alimpänä.

(3) Kun käytetään uuden radan rakennekerroksia – alustäyttönä murske.

(4) Kun käytetään vanhan radan rakennekerroksia – alustäyttönä hiekkainen vanha eristyskerros.



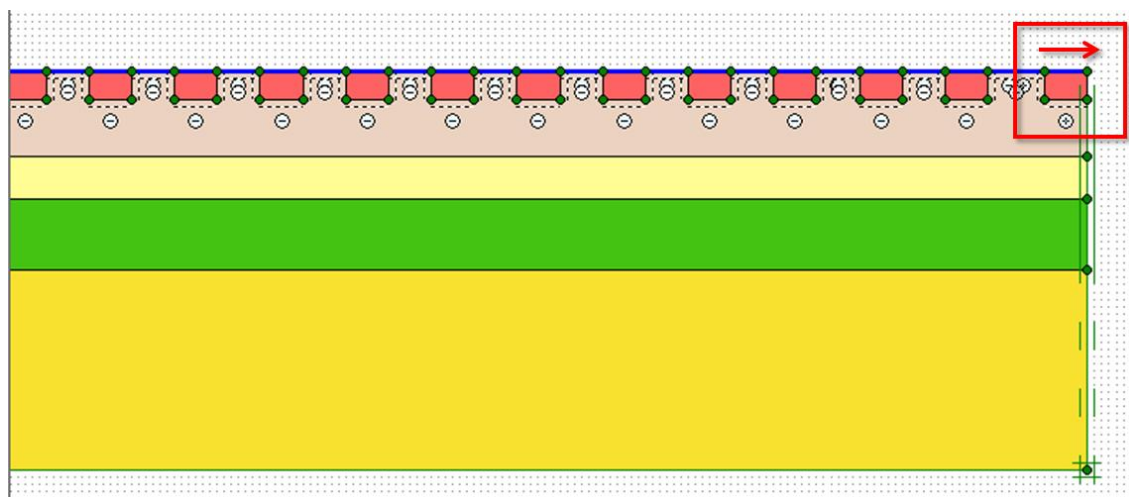
**Kuva 6-7.** Rajapinnat geometriamallissa. Esimerkkikuvassa on esitetty 1,4 m korkea ratapenger uuden radan rakennekerroksilla.

Paalut ovat jäykästi kiinni geometria-alueen alareunassa. Lyhyiden paalujen ainoa rooli rakennemallissa on nostaa pengerlaatan päät irti geometria-alueen alareunasta ja mahdollistaa pengerlaatan vapaa liike vaaka- ja pystysuunnassa junakuormien vaikutuksen alaisena. Paaluja ei tarkastella tässä mallinnuksessa osana kuormanvälitysrakennetta.

**Taulukko 6-5.** Geometriamallin rajapintojen lineaarisesti elastiset malliparametrit.

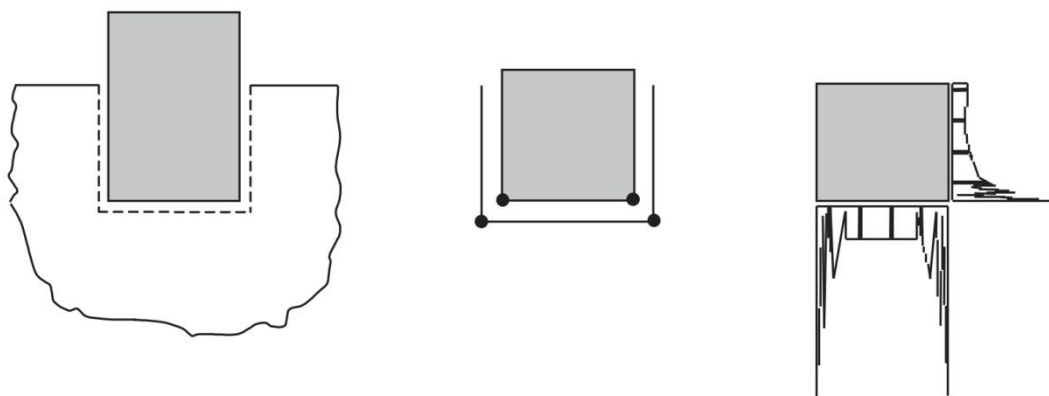
Parametri	$\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [GPa]	$\nu$ [nu]	$R_{\text{inter}}$
$\mu_{\text{kumi}}$	25,0	30,0	0,20	0,20

Ratakisko on vapaa liikkumaan vaakasuunnassa (Kuva 6-8) geometrian rajaaman alueen yli. Ratakisko on kuitenkin jäykästi kiinni ratapölkkyissä, joten tukikerros ottaa vastaan kaikki kiskon vaakasuuntaiset voimat. Tämä on huomioitu niin, että geometrian molemmissa sivureunoissa kiskosta ja pölkystä on poistettu liikettä rajoittavat kiinnitykset (*horizontal / vertical fixities*). Geometriassa kisko ja maarakennekerrokset ovat 160 m pitkiä.

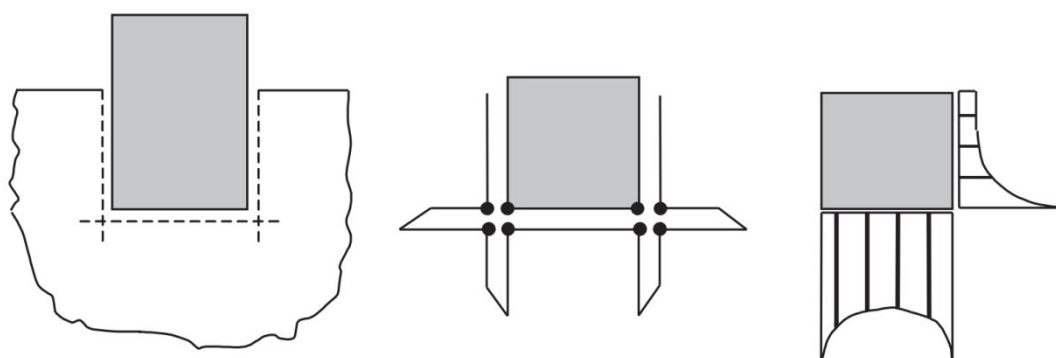


**Kuva 6-8.** Kisko voi liikkua vapaasti vaakasuunnassa.

Rajapinnan mallintaminen leukapalkin ympärille Plaxis-ohjelmassa tuo esille mallinusteknisen erityispiirteen. Jäykkien rakenteiden kulmat ja äkilliset muutokset rajarvoissa voivat johtaa suuriin piikkeihin jännityksissä ja muodonmuutoksissa. Tilaelementit eivät kykene toistamaan samoja teräviä piikkejä ajokerrasta toiseen, minkä seurauksena tilaelementit tuottavat tällaisissa rajapintatapauksissa ei-fyysisiä jännitysheitteitä. Tämä ongelma voidaan ratkaista käyttämällä rajapintaelementtejä alla olevien kuvien (Kuva 6-9 ja Kuva 6-10) mukaisesti. [Brinkgreve et al. 2012a]



**Kuva 6-9.** Joustamaton kulmapiste, joka tuottaa huonolaatuisia jännitystuloksia [Brinkgreve et al. 2012a].



**Kuva 6-10.** Joustava kulmapiste, joka parantaa jännitystuloksia [Brinkgreve et al. 2012a].

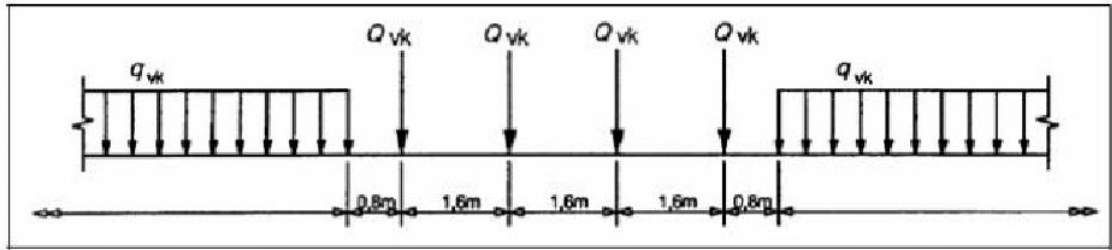
Leukapalkkien päädyissä käytetään joustavia kulmapisteitä, jotta saadaan tarkempia jännitys- ja muodonmuutostuloksia (Kuva 6-7). Ratapölkkyjen kohdalla joustavia kulmapisteitä ei voida käyttää, koska ratapölkkyt ovat verrattain pieniä ja niiden välillä on vain muutama tarttumispiste Plaxis-ohjelmassa. Jos rajapintaelementit jatkettaisiin kulumista yli, geometriaan muodostuisi todella epärealistinen, lähes yhtenäinen vaakasuuntainen liukupinta ratapölkkyjen alapinnan tasossa koko radan pituudelta. Tähän vaihtoehtoon verrattuna joustamattomat kulmapisteet antavat realistisemmat tulokset.

## 6.5 Kuormitus

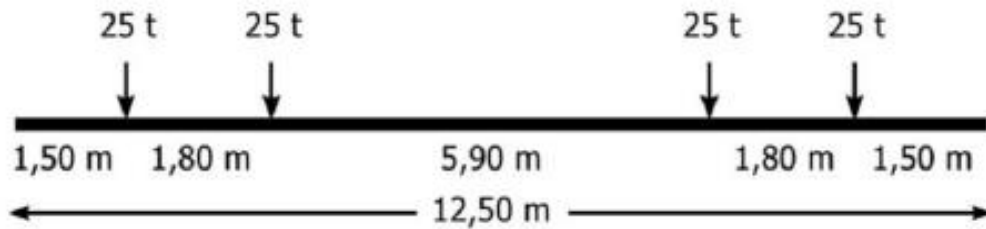
### 6.5.1 Mitoituskuormat

Työssä kiskon tasoon mallinnetaan staattisia pistekuormia, joista jokainen edustaa yhtä pyöräparia eli yhtä akselia. Pystysuuntaiset pistekuormat edustavat junan painoa ja ne asetellaan kiskon tasoon ryhmissä suunnitteluohjeiden [Liikennevirasto 2014b] määrittelemien eri kuormakaavioiden mukaan. Suunnitteluohjeiden mukaan uusille radoille käytetään SFS-EN1991-2 mukaista kuormakaaviota LM71 (Kuva 6-11) ja vanhoille radoille SFS-EN15528 mukaisia kuormakaavioita (Kuva 6-12). LM71-kuormakaaviota sovelletaan mallinnuksessa nauhakuormien kanssa ja ilman.





**Kuva 6-11.** SFS-EN1991-2 mukainen kuormakaavio LM71 [Liikennevirasto 2014b].



**Kuva 6-12.** SFS-EN15528 mukainen kuormakaavio E4 [Liikennevirasto 2014b].

Uusien ratojen maanvaraisen perustamisen sekä alus- ja pohjarakenteiden mitoitukseen sovellettava LM71-kuormakaavio ei edusta tosimaailman kuormitustilannetta. Se on kehitetty alun perin sovittamalla 2D-FEM-mallinnusohjelmaan sopivat kuormitukset jotta referenssinä käytettyjen mallipoikkileikkauksien ratapengerten stabiliteetit vastaavat 3D-FEM-mallinnusohjelman avulla saatuja tuloksia todellisuutta edustavilla juna-kuormilla. SFS-EN15528 mukaiset kuormakaaviot perustuvat tosimaailman junien painoihin ja mittoihin, jotka on tuotu suoraan sellaisinaan 2D-avaruuteen.

Työssä käytetään viittä erilaista kuormayhdistelmää:

- pistekuormat,
- LM71-35 ilman nauhakuormaa,
- LM71-35 nauhakuorman kanssa,
- SFS-EN15528 E4, ja
- SFS-EN15528 E4 kolmella vaunulla.

Jarrukuormaa rakennemallissa edustavat vaakasuuntaiset pistekuormat, jotka on sijoitettu samoihin vaikutuspisteisiin kuin pystysuuntaiset pistekuormat. Idea on mallintaa tilanne, jossa jarruttava juna välittää sekä juna- että jarrutuskuorman samassa pyörän ja kiskon kontaktipisteessä. Jarrutuskuorma on kitkavoima, joka määräytyy junan pyörän ja kiskon välisen kitkakertoimen ja junakuorman suhteena. Kitkakertoimiksi on valittu 0,25 ja 0,4. Mallinnuksessa käytettävät juna- ja jarrutuskuorma-arvot esitetään seuraavassa kappaleessa (6.5.2).

## 6.5.2 Mitoituskuormien skaalaus

Työssä halutaan tarkastella mahdollisimman painavia junakuormia, joten mitoituskuormiksi valitaan uusille radoille LM71-35 (*Taulukko 6-6*) ja vanhoille radoille SFS-EN15528 mukainen E4 (*Kuva 6-12*). Kuormituksen lähtökohdaksi otetaan siis:

$$Q_{vk,LM71-35} = 370 \text{ kN (pistekuormat)}$$

$$q_{vk,LM71-35} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (nauhakuormat)}$$

$$Q_{vk,E4} = 250 \text{ kN (pistekuormat)}$$

**Taulukko 6-6.** Kuormakaavioiden LM71 mitoitusakselipainot, niiden tunnuksiset sekä vastaavat staattiset nauhakuormien ja akselikuormien arvot [Liikennevirasto 2014b].

Kaluston sallittu akselipaino [kN]	Mitoituskuorma-kaavion tunnus	Mitoituskuorma-kaavion nauha-kuorma, qvk [kN/m]	$\Delta qvk$ [kN/m]	Mitoituskuorma-kaavion akseli-kuormat, Qvk [kN]
170	LM71-17	60	58	188
225	LM71-22,5	80	76	250
250	LM71-25	88	84	275
300	LM71-30	106	102	333
350	LM71-35	120	111	370

Nämä kuorma-arvot ovat kuitenkin staattiselle junakuormalle ja mallinnuksessa tarkoitus on simuloida mahdollisimman tarkasti liikkuvan junan dynaamista vaikutusta rata-rakenteille. Tämän takia kuormiin sovelletaan kvasistaattista menetelmää, jossa seisovan junan kuorma kerrotaan sysäyskertoimella. Kun rakennemallin halki kulkevan junan alkunopeudeksi asetetaan  $V = 60 \text{ km/h}$ , saadaan sysäyskertoimeksi  $\varphi = 1,25$  seuraavasti [Liikennevirasto 2014b]:

$$\varphi_V = 1 + n \left( 1 + 0,5 \frac{V-60}{K_i} \right), \text{ kun } V > 60 \text{ km/h} \quad (8.1)$$

$$\varphi_V = 1 + n, \text{ kun } V \leq 60 \text{ km/h} \quad (8.2)$$

missä:

$n$  on pohjarakennustyömaan kohdalla aina 0,25,

$V$  on junan liikennöintinopeus, ja

$K_i = 80$  tavarajunille ja  $K_i = 190$  matkustajajunille.

Kvasistaattisen käsittelyn jälkeen kuormista muodostuu:

$$Q_{ks,LM71-35} = 370 \text{ kN} \times 1,25 = 463 \text{ kN (pistekuormat)}$$

$$q_{ks,LM71-35} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,25 = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (nauhakuormat)}$$

$$Q_{ks,E4} = 250 \text{ kN} \times 1,25 = 313 \text{ kN (pistekuormat)}$$

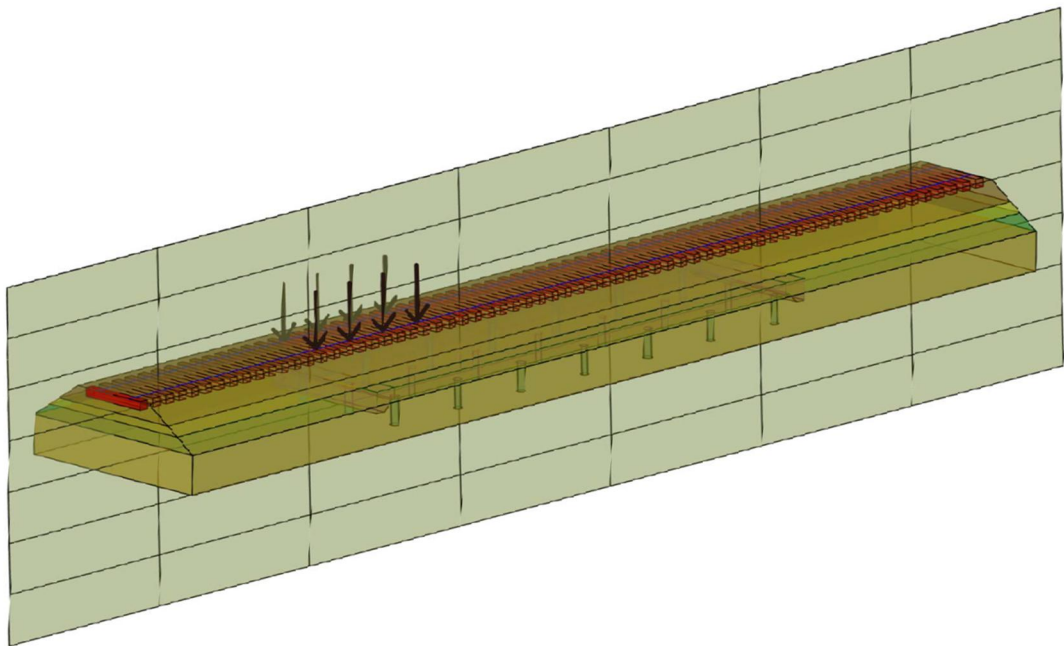
Nämä arvot eivät kuitenkaan ole vielä tarpeeksi edustavia. Vaikka käytössä on 2D-mallinnusohjelma, mallinnuksessa pyritään dynaamisen vaikutuksen lisäksi tarkastelemaan mahdollisimman tarkasti tosimaailman kolmiulotteista tilannetta. Jotta mallinnuksesta voidaan saada ulos tosimaailman kolmiulotteiseen maailmaan suoraan soveltuvia tuloksia, täytyy lähtöarvoja korjata edelleen ottamaan huomioon 2D-

mallinnusohjelman rajattu avaruus. Jotta tämä on mahdollista, tulee ymmärtää mallinnustekninen ero realistisen 3D-mallin ja rajatun 2D-mallin välillä Plaxis-ohjelmassa.

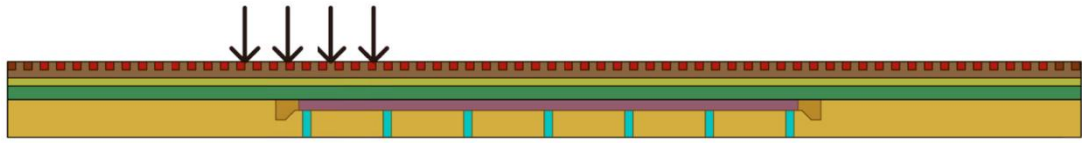
Otetaan esimerkki. Lähtökohdaksi valitaan 1,4 m korkea ratapenger, 20x5 m<sup>2</sup> pengerlaatta ja kuormakaavioksi LM71-35 ilman nauhakuormia (*Kuva 6-13*). Käytännössä tilanne vastaa työn geometriaa 5a/5b, 11a/11b tai 12a/12b (*Kappale 6.6*). Realistisessa 3D-mallissa kolmannessa ulottuvuudessa ratapölkyillä, pengerlaatalla ja jokaisella maa-rakennekerroksella on tietty tarkoin määritetty leveys. Paalujen määrä ja leveys voidaan yksilöidä leveyssuunnassa. Rinnakkaiset kiskot ja kuormapisteet voidaan erotella itsenäisiksi.

Koska LM71-kuormakaavion akselikuormat on määritetty alun perin 3D-mallin perusteella ja E4-kuormakaavion akselikuormat tosimaailman kolmiulotteisen tilanteen mukaan, molempien kuormakaavioiden kvasistaattiset akselikuormat voisi jakaa nyt suoraan puoliksi vierekkäisten pistekuormien välille esitetystä 3D-mallista (*Kuva 6-13*).

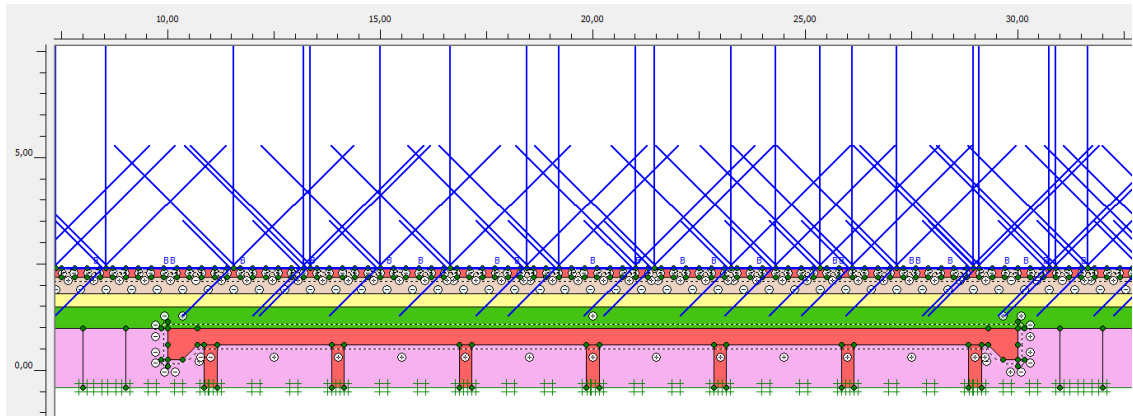
Työssä kuitenkin mallinnetaan Plaxis-ohjelman kaksiulotteisessa avaruudessa, joten kuormat eivät muunnu suoraan näin. Katsotaan esitetyn 3D-mallin pituusleikkausta (*Kuva 6-14*) ja kopioidaan näkymän geometria Plaxis 2D -ohjelmaan (*Kuva 6-15*).



**Kuva 6-13.** Autocad 3D -havainnekuva radan kolmiulotteisesta rakennemallista, jonka pituusleikkausgeometria on työssä mallinnettu Plaxis 2D -ohjelman kaksiulotteiseen avaruuteen.

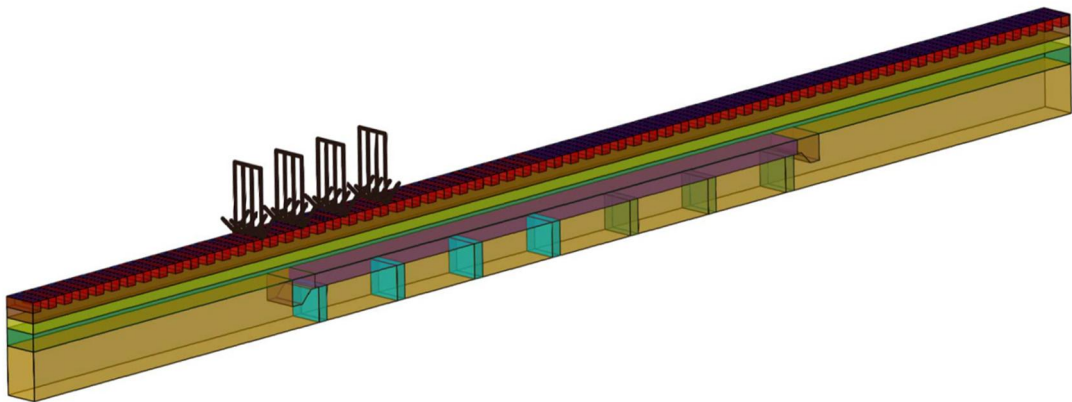


**Kuva 6-14.** Autocad 3D -pituusleikkaus radan kolmiulotteisesta rakennemallista.



**Kuva 6-15.** Plaxis 2D -geometria, jossa on 1,4 m korkea ratapenger ja 20 m pitkä pengerlaatta. Kuvassa on esitetty useamman eri kuormitusvaiheen pistekuormat yhtä aikaisesti.

3D-malli on nyt mallinnettu mahdollisimman tarkasti 2D-avaruuteen. Täytyy kuitenkin ymmärtää kuinka Plaxis 2D -ohjelma tulkitsee syötetyn geometrian laskennassa. Ohjelma olettaa, että jokainen tilavuuselementti on metrin levyinen syvyyssuunnassa ja kaikki pistekuormat ovat metrin levyisiä nauhakuormia (Kuva 6-16). Tämä mallinnustekninen yksityiskohta vaikuttaa sekä lähtötietojen määrittämiseen että tulosten tulkitaan, jotta 2D-mallista saadaan suoraan 3D-todellisuuteen soveltuvia tuloksia.



**Kuva 6-16.** Plaxis 2D -ohjelman laskenta-algoritmin kolmiulotteinen tulkinta syötettyä 2D-geometriasta.

Realististen lähtötietojen määrittämiseksi ei tarvitse tehdä parametrikorjauksia ratapölkkyjen ja pengerlaatan betoniin tai maarakennekerrokseen, koska ne ovat 3D-todellisuudessa syvyysuunnassa jatkuvia tilavuuselementtejä, joiden tilavuusriippuvaiset parametrit määritellään neliö- ja kuutiometriä kohden. Tässä työssä paalut eivät ole tarkastelun kohteena ja niiden ensisijainen tehtävä on ainoastaan tukea pengerlaattaa pystysuunnassa, joten paalujen betoniparametreja ei tarvitse korjata ottamaan huomioon yksittäisten paalujen leveys ja määrä.

Kiskoja ja kuormien lähtöparametreja tulee muuttaa, koska laskennassa molempien tulkitaan välittävän kuormia metrin leveydellä, mikä ei vastaa todellisuutta. Kisko tulkitaan metrin levyiseksi ohueksi laataksi ja pistekuormina geometriaan määritetyt kuormat metrin levyisinä nauhakuormina.

Kiskoilta ratapölkkyille välittyvät kuormat välittyvät edelleen tukikerrokseen koko ratapölkyn leveydeltä. Kun oletetaan, että kuormat välittyvät täydellisesti kiskoilta ratapölkkyille, voidaan sekä kiskoja että kuormien lähtöparametrit skaalata ratapölkyn leveydellä (2,6 m) vastaamaan lähemmäs todellisia materiaalien jäykkyysuhteita ja kuormituksen suuruusluokkaa. Tämä skaalaus voidaan tehdä, koska rakennemallissa kiskon ja ratapölkyn liitos oletetaan täysin jäykäksi.

Jaetaan kvasistaattiset akselikuormat mallinnusulottuvuuskorjauskertoimella  $\alpha_{\text{muk}} = 2,6$  m. **Lopullisista työssä käytetyistä pystysuuntaisista junakuormista muodostuu:**

$$Q_{m,LM71-35} = 463 \text{ kN} \div 2,6 \text{ m} = 178 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (pistekuormat)}$$

$$q_{m,LM71-35} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \div 2,6 \text{ m} = 58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (nauhakuormat)}$$

$$Q_{m,E4} = 313 \text{ kN} \div 2,6 \text{ m} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (pistekuormat)}$$

Jarrutuskuorma on kitkavoima, joka on junakuorman ja kitkakertoimen tulo. **Kun kitkakerroin on 0,25, työssä käytettävät vaakasuuntaiset jarrutuskuormat ovat:**

$$B_{m,0,25,LM71-35} = 178 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,25 = 44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (pistekuormat)}$$

$$b_{m,0,25,LM71-35} = 58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,25 = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (nauhakuormat)}$$

$$B_{m,0,25,E4} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,25 = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (pistekuormat)}$$

**Kun kitkakerroin on 0,4, työssä käytettävät vaakasuuntaiset jarrutuskuormat ovat:**

$$B_{m,0,25,LM71-35} = 178 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,4 = 71 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (pistekuormat)}$$

$$b_{m,0,25,LM71-35} = 58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 0,4 = 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (nauhakuormat)}$$

$$B_{m,0,25,E4} = 120 \frac{kN}{m} \times 0,4 = 48 \frac{kN}{m} \text{ (pistekuormat)}$$

Kiskoteräs määritellään elastiseksi *Plate*-elementiksi. Sen materiaaliparametrit skaalautuvat seuraavasti:

$$EA_{1,kisko} = \frac{2 \times 207 \times 10^6 \text{ kPa} \times 7,686 \times 10^{-3} \text{ m}^2}{2,6 \text{ m}} = 1\,224\,000 \frac{kN}{m}$$

$$EI_{kisko} = \frac{2 \times 207 \times 10^6 \text{ kPa} \times 3,055 \times 10^{-5} \text{ m}^4}{2,6 \text{ m}} = 4\,865 \frac{kNm^2}{m}$$

$$W_{kisko} = \frac{2 \times 60,34 \frac{kg}{m} \times 9,81 \frac{m}{s^2}}{2,6 \text{ m}} = 0,455 \frac{kN}{m}$$

Tässä mallinnuksessa lähtöarvoista ainoastaan kuormat ja kiskon parametrit skaalataan. Tämä antaa varmalla puolella olevan tuloksen, joka on vähemmän tulkinnanvarainen ja mallinnusteknisille muuttujille riippuvainen.

### 6.5.3 Ehdotus rakennekerrospanparametrien 2D-3D -skaalaukseen

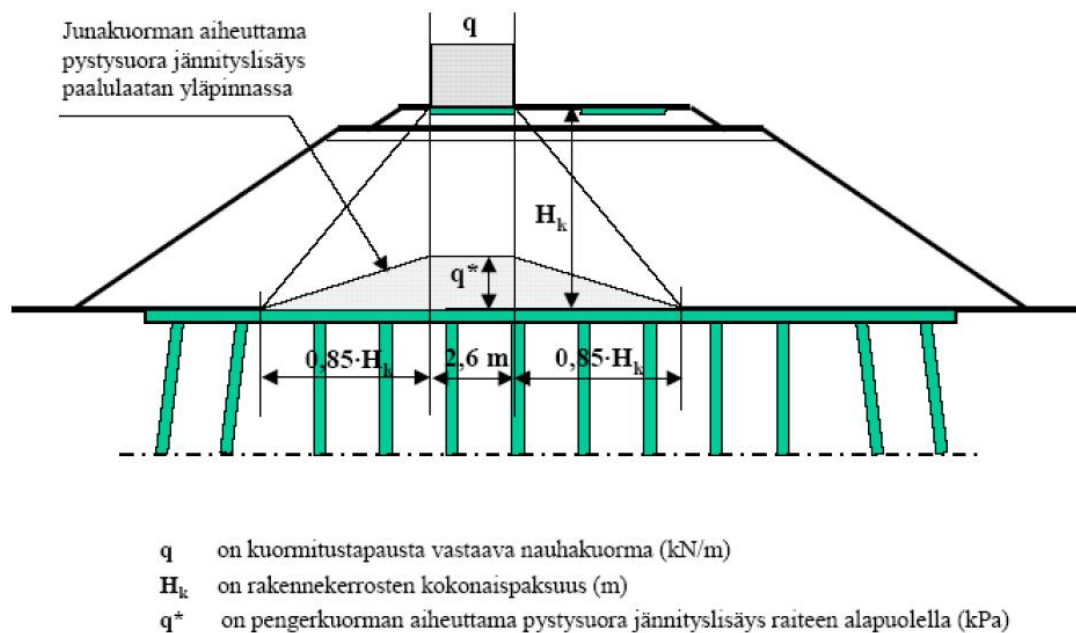
Periaatteessa Plaxis 2D –mallissa myös radan rakennekerrokset voi skaalata vastaamaan lähemmäs kolmiulotteista todellisuutta korjaamalla rakennekerrosten malliparametreja. Skaalaus on kuitenkin hyvin keinotekoinen ja altis virheille sekä lähtötietojen määrittämisen että tulosten tulkinnan osalta. 3D-tarkastelu kannattaa suorittaa 3D-ohjelmistolla ja 2D-tarkastelu 2D-ohjelmistolla aina mahdollisuuksien mukaan.

Junaradan geometrian ja jännitysten kolmiulotteisen jakautumisen takia 2D-tarkastelut ovat yleisesti ottaen hyödyllisimpiä radan poikkileikkauksessa, koska radan geometria on huomattavasti jatkuvampi puuttuvassa kolmannessa ulottuvuudessa radan poikkileikkauksessa kuin pituusleikkauksessa. Pituusleikkauksen puuttuvassa kolmannessa ulottuvuudessa haasteena on ottaa huomioon geometrian komponenttien äärelliset leveydet, jotka vaikuttavat merkittäväällä tavalla todellisuudessa kolmessa ulottuvuudessa vaikuttaviin jännityksiin ja muodonmuutoksiin. Haasteena on erityisesti ottaa huomioon äärellisen leveyden junakuormien, kiskojen, ratapölkkyjen, ratapenkereen (kaltevuus), pengerlaatan ja paalujen leveyksien suhde toisiinsa, koska ne poikkeavat toisistaan merkittävästi. Poikkileikkauksessa kaikki nämä komponentit voidaan olettaa äärettömän pitkiksi ilman, että laskennassa menetetään liikaa tarkkuutta 2D- ja 3D-tarkastelujen välillä. Näistä syistä radan pituussuunnan tarkastelut on hyvä tehdä ensisijaisesti 3D-ohjelmistoilla.

Tämän mallinnuksen laajuuteen ei kuulu 3D-tarkastelu Plaxis 3D –ohjelmalla. *Tässä mallinnuksessa korjataan ainoastaan lähtökuormat ja kiskon parametrit.* Niiden vaikutusarvo laskentaan ja tuloksiin on huomattavasti merkittävämpi kuin muiden geometrian osien, kun rataa mallinnetaan pituusleikkauksena, ei poikkileikkauksena. Muut materiaaliparametrit ovat skaalautumattomia reaaliarvoja. Työn yhtenä välivaiheena kehitettiin radan kaikkien rakennekerrosten 2D-3D -skaalaukseen **ehdotus, joka seuraavassa esitetään tulevaisuuden jatkokehitystä varten muiden tutkimusten käyttöön.**

Lähtöarvoja määritettäessä voidaan ottaa huomioon junakuorman aiheuttaman jännityksen jakautuminen maarakennekerroksissa viuhkamaisesti leveämmälle alalle (Kuva 6-17) kuin Plaxis 2D -laskennan oletama yksi metri näyttörüudun syvyys suunnassa. Laskenta-algoritmi laskee, että metrin levyinen nauhakuorma ratapölkyn tasossa välittyy kokonaisuudessaan kohtisuorasti alas pengerlaatan pinnalle metrin levyiseksi jännityslisäksi (Kuva 6-18). Todellisuudessa metrin levyinen nauhakuorma ratapölkyn tasossa jakautuu leveämmälle pinta-alalle, jolloin kuormitusta ottaa vastaan suurempi tilavuus maa-ainesta kaikissa radan maarakennekerroksissa (Kuva 6-18).

Kuormituksen aiheuttaman jännitystilan todellinen kolmiulotteinen jakautuminen suuremmalle leveydelle kuin 2D-avaruuden rajaama yksi metri voidaan ottaa periaatteessa huomioon korottamalla radan maarakennekerrosten jäykkyyssparametreja. Korotus tarkoittaisi laskenta-algoritmin tulokinnan kannalta sitä, että metrin levyiseen tilaan tiivistetään lisää maa-ainesta, joka ottaa vastaan kuormituksen aiheuttamaa jännitystä. Tilanteen voi havainnollistaa kuvittelemalla, että jännitystilaviuhkan (Kuva 6-17) sulkee alhaalta yhtä leveäksi kuin yläosan. Kaikki maa-aines, joka jää viuhkan sisään, tiivistyy uudelle kapeammalle kaistaleelle. Maarakennekerroksista tehtäisiin siis jäykempiä, jolloin myöhemmin laskennassa jännitykset välittyisivät paremmin ja muodonmuutokset olisivat pienempiä. Korotus voi olla jokaisessa maarakennekerroksessa RATO 3:n [Liikennevirasto 2014b] esittämän jännitysjakauman mukainen.



**Kuva 6-17.** Pystysuoran junakuorman jakautuminen ratapenkereen poikkileikkauksessa [Liikennevirasto 2014b].

Otetaan esimerkiksi tukikerroksen skaalaus. Ratapölkky on 2,6 m leveä ja tukikerros on 0,4 m korkea. Junakuorman aiheuttaman jännitystilan vaikutusleveys tukikerroksen alapinnassa on RATO 3:n mukaan (Kuva 6-17):

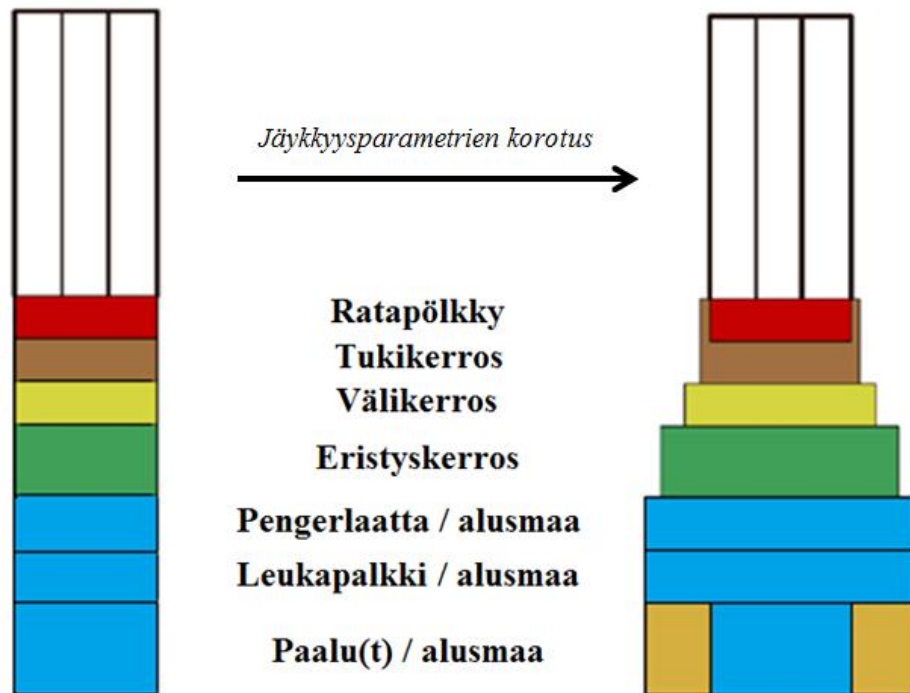
$$a_{\text{tuki,ala}} = 2,6 \text{ m} + 2 \times 0,85 \times 0,4 \text{ m} = 3,28 \text{ m}$$

Jännitystilan vaikutusleveyden keskiarvo tukikerroksessa on siten:

$$a_{\text{tuki,ka}} = \frac{2,6 \text{ m} + 3,28 \text{ m}}{2} = 2,94 \text{ m}$$

Kun koko skaalauksen referenssinä käytetään ratapölkyn leveyttä, saadaan tukikerroksen jäykkyysparametrien korjauskertoimeksi:

$$k_{\text{tuki}} = \frac{2,94 \text{ m}}{2,6 \text{ m}} = 1,13$$



**Kuva 6-18.** Periaatekuva siitä, miten radan rakennekerrosten jäykkyysparametrien ehdotetun korotuksen Plaxis 2D -mallissa voi tulkita otettavan huomioon jännityksen todellisessa kolmiulotteisessa jakautumisessa.

Samalla menetelmällä voidaan määrittää väli- ja eristyskerroksen korjauskertoimet. Jos maarakennekerrosten jäykkyysparametreja korjaa, täytyy kuitenkin myös paalulaatan ja alusmaan jäykkyysparametreja korjata. Paalulaatta esittää todellisilla betonin parametreilla 2D-mallissa ainoastaan yhden metrin levyistä paalulaattaa, vaikka sen päälliset rakennekerrokset ovat nyt korjattu leveytensä osalta vastaamaan todellista jännitysja-kaumaa suhteessa ratapölkyn leveyteen.

Paalulaatan ja alusmaan korjauskertoimen lähtökohdaksi otetaan paalulaatan oletettu leveys, 5 m. Koska tutkitaan paalulaatan pään jännitys- ja muodonmuutostilaa radan pituussuunnassa, alusmaa skaalataan yhtä leveäksi kuin paalulaatta: Näin ollen molemmille saadaan sama:

$$k_{\text{laatta}} = k_{\text{alusmaa}} = \frac{5,0 \text{ m}}{2,6 \text{ m}} = 1,92$$

Tällä menetelmällä lasketut korjauskertoimet kuormille ja materiaalien jäykkyysparametreille 2D-3D –skaalauksessa radan pituusleikkauksessa (ei poikkileikkauksessa) on esitetty taulukossa tässä kappaleessa (Taulukko 6-7).



Tässä työssä käytetään korjauskertoimia ainoastaan kiskoteräkselle ja pistekuormille. Näin saadaan työn tavoitteiden ja laajuuden kannalta olennainen tulos, joka on yksitulkintainen. Korjauskertoimien soveltaminen maaparametreihin aiheuttaa 2D-mallissa epävarmuustekijöitä, rakenneosien vaikutussuhteiden hämärtymistä ja tulkinnanvaraisuutta, kun menetelmää ei ole varmennettu suoralla 3D-mallinnuksella.

**Taulukko 6-7.** Ehdotus 2D-mallin kuormien ja materiaalien jäykkyysparametrien korjauskertoimiksi 2D-3D –skaalauksessa, jotta radan 2D-pituusleikkausmallin rakenneosien suhteelliset lähtöparametrit vastaisivat paremmin 3D-todellisuuden jännitysja-kaumaa. Kerro todelliset jäykkyysparametrit näillä korjauskertoimilla, syötä korjatut parametrit 2D-malliin ja aja malli – tulokset 2D-mallista ovat nyt lähempänä vastaavan 3D-mallin tuloksia. Tämä on siis oletus.

Rakenne	Korjauskerroin
Tukikerros	1,13
Välikerros	1,36
Eristyskerros 1	1,69
Eristyskerros 2	1,69
Eristyskerros 3	1,69
Eristyskerros 4	1,69
Kuivakuorisavi	1,92
Alustäyttö (murske)	1,92
Vanha ratarakenne (eristyskerros, hiekka)	1,92
Betoni, ratapölkky	1,00
Betoni, paalulaatta	1,92
Betoni, paalut*	0,90
Kiskoteräs (kaksi kiskoa)	0,38
Pistekuorma	0,38

\* Jos paalut ovat tarkastelun kannalta oleellisia, niille voi myös laskea korjauskertoimen. Taulukon esimerkkiarvossa on oletettu, että maassa on kolme 0,3 m leveää paalua vierekkäin.

#### 6.5.4 Kuormitusvaiheet

Työn rakennemallin lähtökohtana on käyttää staattisia mitoituskuormia SFS-EN1991-2 LM71-35 (nauhakuorman kanssa ja ilman) ja SFS-EN15528 E4 (yksi ja kolme vaunua). LM71-35:n avulla tarkastellaan uuden radan geometriaa ja E4:n avulla vanhan radan geometriaa. Yksittäisten pistekuormatarkastelujen tarkoitus on luoda aluksi referenssi, jonka pohjalta voidaan tutkia useamman yhtäaikaisen kuorman vaikutussuhteita paremmin.

Työssä on tärkeää tutkia *liikkuvan* junan jarrutuksen vaikutusta paalulaatan pään alustaluvun kehitykseen, koska junan sijainti suhteessa paalulaattaan oletetaan vaikuttavan alustalukuun. Tästä syystä työn alussa etsittiin mahdollisuutta suorittaa Plaxis 2D – ohjelmalla suora dynaaminen kuormitustarkastelu, jossa mitoituskuorma olisi liikkunut

rakennemallin poikki ajallisesti ja sijainnillisesti katkeamattomana. Tämä ei ole kuitenkaan mahdollista Plaxis 2D –ohjelmassa. Ohjelma mahdollistaa dynaamisen tarkastelun siten, että paikallaan olevan pistekuorman suuruutta voi muuttaa ajan suhteen esimerkiksi taulukkolaskentaohjelman avulla. Tietyn saman pistekuorman sijaintia sen sijaan ei voi suoraan muuttaa ajan suhteen.

Koska suora dynaaminen tarkastelu ei ole mahdollista, työssä rakennetaan kvasi-dynaamista tarkastelua tukeva geometria. Rakennemalliin sijoitettuja geometriaelementtejä – mukaan lukien pistekuormat – voi aktivoida ja deaktivoida ajan suhteen Plaxis 2D -laskentaohjelmassa kuormitusvaiheittain. Junan liike saadaan mallinnettua geometriaan aktivoimalla ja deaktivoidamalla vuorotellen yksittäiset staattiset mitoituskuormat ajan suhteen. Näin mitoituskuormat saadaan näennäisesti liikkumaan rakennemallin poikki. Kyseessä on siis näennäinen dynaaminen tarkastelu eli kvasi-dynaaminen tarkastelu.

Jotta junan liikkeestä saadaan mallissa realistinen, tulee etukäteen päättää junan alkunopeus. Työssä määritetään junan alkunopeudeksi 60 km/h eli 16,7 m/s (*Kaava 8.2*). Junan hidastuvuudeksi määritetään  $2,45 \text{ m/s}^2$ , joka on junan maksimihidastuvuus äkkijarrutuksessa kuivilla kiskoilla [Esveld 2001]. Äkkijarrutuksessa oletetaan olevan kyse lukkojarrutuksesta, jossa junan pyörän ja kiskon välillä on yleistäen ainoastaan liukukitkaa, ei vierimiskitkaa. Näin on perusteltua laskea mallin jarrutuskuormat liukukitkaker toimien 0,25 ja 0,4 mukaan, jotka ovat edustavia arvoja kokeellisesti määritettyjen junan pyörän ja kiskon välisten kitkakertoimien laajalla vaihteluvälillä (*Kappale 3*).

Kun tiedetään alkunopeus ja hidastuvuus, voidaan laskea junan sijainti ajan suhteen rakennemallissa alkunopeudesta pysähdyksiin. Päätetään, että laskennassa tarkastellaan jarruttavaa junaa puolen sekunnin (0,5 s) välein. Mitoituskuormat sijoitetaan kiskon tasoon sen mukaan missä ne laskennallisesti ovat puolen sekunnin välein toisistaan jarrutuksessa. Saadaan 14 kuormitusvaihetta, joissa jokaisessa kuormituksen vaikutusaika on 0,5 s (*Taulukko 6-8*).

Tätä kvasi-dynaamista tarkastelua voi paremmin ymmärtää kuvittelemalla, että seuraa junaradan vieressä 60 km/h kulkevaa junaa, kun se yhtäkkiä tekee lukkojarrutuksen. Otat tasan puolen sekunnin välein valokuvia siihen saakka, kunnes juna pysähtyy - yhteensä 14 valokuvaa. Kyse ei ole jatkuvasta videokuvasta eli dynaamisesta tarkastelusta. Sen sijaan saat kuvasarjan eli kvasi-dynaamisen tarkastelun, jonka perusteella saat paremman käsityksen jarrutuksen aikaan sidotuista vaikutuksista kuin yhdestä ainoasta valokuvasta eli staattisesta.

Jotta jarrutuksen suoraa vaikutusta tuloksiin voidaan arvioida, täytyy sitä verrata samoissa olosuhteissa tapahtuvaan junan ohiajoon (*Taulukko 6-9*), jossa juna ajaa rakennemallin poikki tasaisella 60 km/h nopeudella ilman jarrutuskuormaa. Ohiajossa junan nopeus ei hidastu kuormitusvaiheesta toiseen vaan pysyy vakiona, mutta toisaalta geometriaan sijoitetut mitoituskuormaryhmien etäisyydet tihenevät oikealle liikuttaessa. Näin ollen ohiajossa kuormituksen vaikutusaika pienenee kuormitusvaiheesta seuraavaan. Vaikutusaika ei siis ole vakio 0,5 s niin kuin jarrutuksessa. Kuormien vaikutuspisteet ovat kuitenkin geometrisesti samat sekä ohiajossa että jarrutuksessa (*Kuva 6-19*) tarkastelusta.

**Taulukko 6-8.** Kuormitusvaiheet kvasi-dynaamisessa jarrutustarkastelussa.

<b>Tunnus</b>	<b>Kuormitus-aika</b>	<b>Junan liike-aika</b>	<b>Junan nopeus</b>	<b>Junan kulke-ma matka</b>
Alkutilanne	0	-	-	-
Rakennusvaihe I	10 d	-	-	-
Rakennusvaihe II	14 d	-	-	-
Vaihe 1	0,5 s	0,00 s	16,7 m/s	0 m
Vaihe 2	0,5 s	0,50 s	15,4 m/s	7,7 m
Vaihe 3	0,5 s	1,00 s	14,2 m/s	14,8 m
Vaihe 4	0,5 s	1,50 s	13,0 m/s	21,3 m
Vaihe 5	0,5 s	2,00 s	11,8 m/s	27,2 m
Vaihe 6	0,5 s	2,50 s	10,5 m/s	32,5 m
Vaihe 7	0,5 s	3,00 s	9,3 m/s	37,1 m
Vaihe 8	0,5 s	3,50 s	8,1 m/s	41,2 m
Vaihe 9	0,5 s	4,00 s	6,9 m/s	44,6 m
Vaihe 10	0,5 s	4,50 s	5,6 m/s	47,4 m
Vaihe 11	0,5 s	5,00 s	4,4 m/s	49,6 m
Vaihe 12	0,5 s	5,50 s	3,2 m/s	51,2 m
Vaihe 13	0,5 s	6,00 s	2,0 m/s	52,2 m
Vaihe 14	0,5 s	6,50 s	0,7 m/s	52,6 m

**Taulukko 6-9.** Kuormitusvaiheet kvasi-dynaamisessa ohiajotarkastelussa.

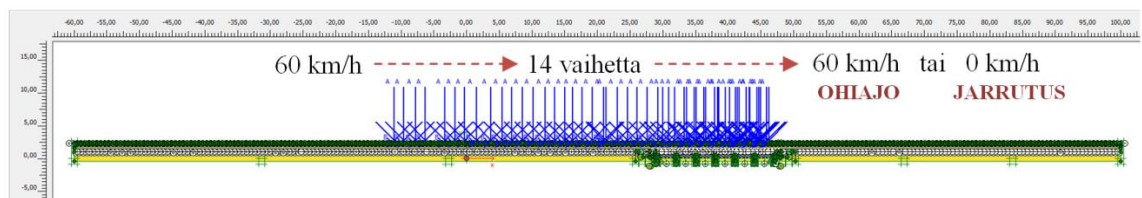
<b>Tunnus</b>	<b>Kuormitus-aika</b>	<b>Junan liikeaika</b>	<b>Junan nopeus</b>	<b>Junan kulke-ma matka</b>
Alkutilanne	0	-	-	-
Rakennusvaihe I	10 d	-	-	-
Rakennusvaihe II	14 d	-	-	-
Vaihe 1	0,46 s	0,00 s	16,7 m/s	0 m
Vaihe 2	0,43 s	0,46 s	16,7 m/s	7,7 m
Vaihe 3	0,39 s	0,89 s	16,7 m/s	14,8 m
Vaihe 4	0,35 s	1,28 s	16,7 m/s	21,3 m
Vaihe 5	0,32 s	1,63 s	16,7 m/s	27,2 m
Vaihe 6	0,28 s	1,95 s	16,7 m/s	32,5 m
Vaihe 7	0,24 s	2,23 s	16,7 m/s	37,1 m
Vaihe 8	0,21 s	2,47 s	16,7 m/s	41,2 m
Vaihe 9	0,17 s	2,68 s	16,7 m/s	44,6 m
Vaihe 10	0,13 s	2,85 s	16,7 m/s	47,4 m
Vaihe 11	0,10 s	2,98 s	16,7 m/s	49,6 m
Vaihe 12	0,06 s	3,07 s	16,7 m/s	51,2 m
Vaihe 13	0,03 s	3,13 s	16,7 m/s	52,2 m
Vaihe 14	0,03 s	3,16 s	16,7 m/s	52,6 m

Vaikka työssä ohiajo- ja jarrutustarkasteluissa kuormitusvaiheiden vaikutusajat vaihtelevat toisistaan, on tärkeää huomioida, että käytännössä vaikutusaika ei aiheuta eroa tarkasteluiden välille tulosten osalta. Plaxis-ohjelmassa molemmissa tarkastelutapauksissa samat välittömät elastiset ja plastiset muodonmuutokset ehtivät mobilisoitua vaikutusajan puitteissa. Sekunnin kymmenesosissa laskettavista eroista ei synny eroa tuloksiin ja käytännössä kuormitusvaiheiden vaikutusajaksi voisi määritellä yhtä hyvin samat ajat. Ero tuloksissa syntyy siis yksinomaan jarrutuskuormasta. Ohiajossa kiskon tasossa vaikuttaa ainoastaan pystysuuntainen junakuorma. Jarrutuksessa kiskon tasossa vaikuttaa sekä pystysuuntainen junakuorma että vaakasuuntainen jarrutuskuorma.

Työssä viitataan ohiajotarkasteluihin nimellä *Ohiajo* ja ne ovat geometriamatriisin pareissa a-tapauksia. Jarrutustarkasteluihin viitataan nimellä *Jarrutus* ja ne ovat geometriamatriisin pareissa b-tapauksia (*Kappale 6.6*).

Viimeinen kuormitusvaihe sijoitetaan oikeanpuoleisimman paalun päälle, jotta juna pysähtyy ennen paalulaatan päätyä. Herkkyystarkasteluissa huomattiin, että kun kuorma siirtyy paalulaatan yli pohjamaan päälle, paalulaatan päässä mallinnusverkko käyttäytyy epäsäännöllisesti ja tulokset vääristyvät (*Kappale 7.2.5*). Muiden kuormitusvaiheiden mitoituskuormaryhmien sijainnit laskettiin tästä vasemmalle.

Tuloksia silmäillessä on hyvä huomioida, että vaiheessa 6 ensimmäinen mitoituskuormaryhmän pistekuorma on vielä paalulaatan ulkopuolella vasemmalla, kun paalulaatta on 20 m pitkä. Juna saapuu suoraan paalulaatan päälle vasta vaiheessa 7. Kun paalulaatta on 40 m pitkä, juna saapuu paalulaatan päälle jo vaiheessa 3. Aikaisemmat kuormitusvaiheet kuitenkin vaikuttavat molemmissa tapauksissa paalulaattaan esimerkiksi paalulaatan vasemman päädyn kautta ja radan maarakennekerroksia pitkin.



**Kuva 6-19.** Mitoituskuormien sijoittelu liikkuvan junan mallintamiseksi on geometrisesti sama sekä ohiajossa että jarrutuksessa. Kuormien vaikutusaika jokaisessa 14 kuormitusvaiheessa vaihtelee.

Kuormitusvaiheet eivät ole toisistaan riippumattomia. Jokaisessa kuormitusvaiheessa osa muodonmuutoksesta on pysyvää (plastinen) ja osa palautuvaa (elastinen). Yksittäisessä kuormitusvaiheessa mobilisoitua plastinen jäännösmuodonmuutos ei nollaannu seuraavaan kuormitusvaiheeseen siirryttäessä. Viimeisessä kuormitusvaiheessa muodonmuutokset koostuvat viimeisen kuormitusvaiheen elastisesta muodonmuutoksesta sekä kaikkien 14 kuormitusvaiheen plastisten muodonmuutosten summasta. Tässä työssä esitetään pääsääntöisesti viimeisen kuormitusvaiheen tuloksia, joissa näkyy kaikkien kuormitusvaiheiden yhteisvaikutus parhaalla mahdollisella tavalla Plaxis 2D -ohjelman rajoitteet huomioon ottaen.

Radan rakennekerrosten omasta painosta johtuvat jännitystilat ja muodonmuutokset rajataan pois, jotta työn tulokset esittävät yksinomaan juna- ja jarrutuskuormien vaikutuksia. Rajausta suoritetaan lisäämällä laskentavaiheeseen ensin radan rakennekerrokset

vaiheittain, antamalla muodonmuutosten mobilisoitua pitkällä aikavälillä ilman ulkoista kuormitusta ja nollamalla muodonmuutokset ennen siirtymistä tarkastelemaan itse junan- ja jarrutuskuormitusvaiheita (*Taulukko 6-8 ja Taulukko 6-9*).

Käytännössä rajausta tapahtuu laskentaohjelmassa määrittelemällä ensin alkutilanne, jossa rakennemallissa on ainoastaan pohjamaa, eli joko kuivakuorisavikerros tai vanha eristyskerros. Ensimmäisessä rakennusvaiheessa aktivoidaan alustäyttö, paalulaatta ja paa-lut. Muodonmuutosten annetaan mobilisoitua kymmenen päivää. Toisessa rakennusvaiheessa aktivoidaan muut radan rakennekerrokset – kisko, ratapölkyt sekä tuki-, väli- ja eristyskerrokset. Muodonmuutosten annetaan mobilisoitua 14 päivää. Tämän jälkeen määritetään laskentaohjelman asetuksista, että saavutettu muodonmuutostaso on lähtö- eli nollassa seuraaville kuormitusvaiheille. Näin seuraavat 14 kuormitusvaihetta edustavat vain ulkoisten kuormien vaikutusta.

## 6.6 Geometriamatriisi

Työssä suoritetaan yhteensä 26 eri tarkastelua radan pituusleikkauksessa Plaxis 2D – ohjelmalla. Geometriamatriisin tekijät koostuvat seuraavista muuttujista:

- Junan pyörän ja kiskon välinen kitkakerroin (*Kappale 3*):
  - $\mu_k = 0,25$
  - $\mu_k = 0,4$
- Kuormakaavio (*Kappale 6.5.1*):
  - pistekuorma
  - LM71-35 ilman nauhakuormia
  - LM71-35 nauhakuormien kanssa
  - E4
  - E4 kolmella vaunulla
- Pengerlaatan pituus:
  - 20 m
  - 40 m
- Ratapenkereen korkeus:
  - 1,4 m
  - 2,5 m
  - 5,0 m
- Ratatyypin (*Kappale 6.4.1*):
  - uuden radan geometria
  - vanhan radan geometria
- Junan liike (*Kappale 6.5.4*):
  - ohiajo
  - jarrutus

Muuttujista muodostetaan eri muuttujayhdistelmien kokonaisuuksia eli geometriamatriisi. Matriisissa radan eri ominaisuuksia pyritään tarkastelemaan mahdollisimman kat-

tavasti ja mahdollistamaan käsittelemättä jäävien muuttujayhdistelmien vaikutusten interpoloinnin tulosten perusteella. Tarkoitus on ennen kaikkea tunnistaa ne muuttujat, jotka vaikuttavat mihinkin ratarakenteen käyttäytymiseen ja kuinka paljon ne vaikuttavat. Työssä on kyse enemmän muuttujien vertailusta kuin absoluuttisen, lopullisen totuuden löytämisestä ratarakenteiden käyttäytymistä kuvaileville parametreille.

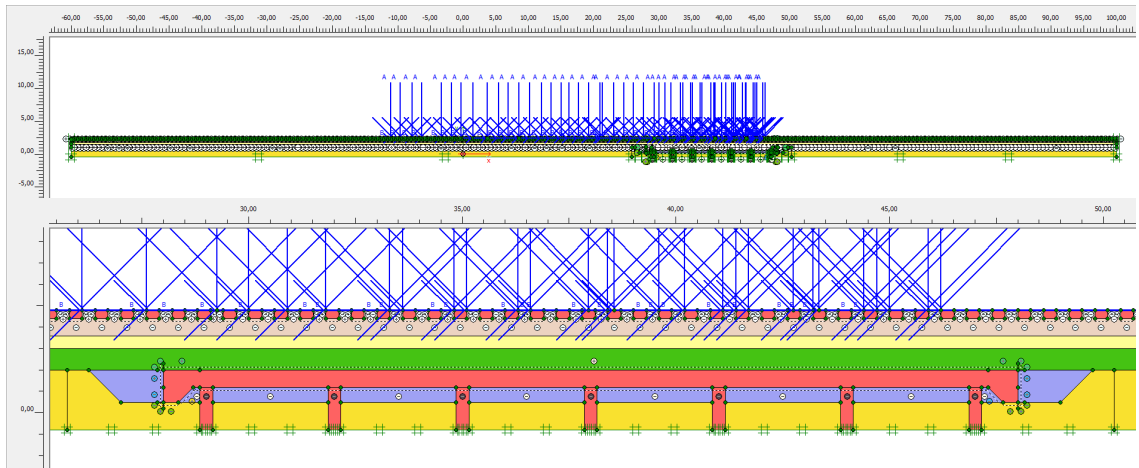
Geometriamatriisi on esitetty kokonaisuudessaan tämän kappaleen taulukossa (*Taulukko 6-10*). Yksittäiset geometriat on esitetty kappaleen kuvasarjassa (*Kuva 6-20, Kuva 6-21, Kuva 6-22, Kuva 6-23, Kuva 6-24, Kuva 6-25, Kuva 6-26, Kuva 6-27*).

Pistekuormatarkasteluissa (Geometriat 1-4) aktivoitiin ainoastaan yksi juna- ja jarrutus-pistekuorma paalulaatan keskimmäisen paalun kohdalla. Niissä on myös huomioitu rakennusvaiheet I ja II ratarakenteen omasta painosta johtuvan muodonmuutostason nollamiseksi, mutta kuormitusvaiheita on neljäntoista sijaan vain yksi.

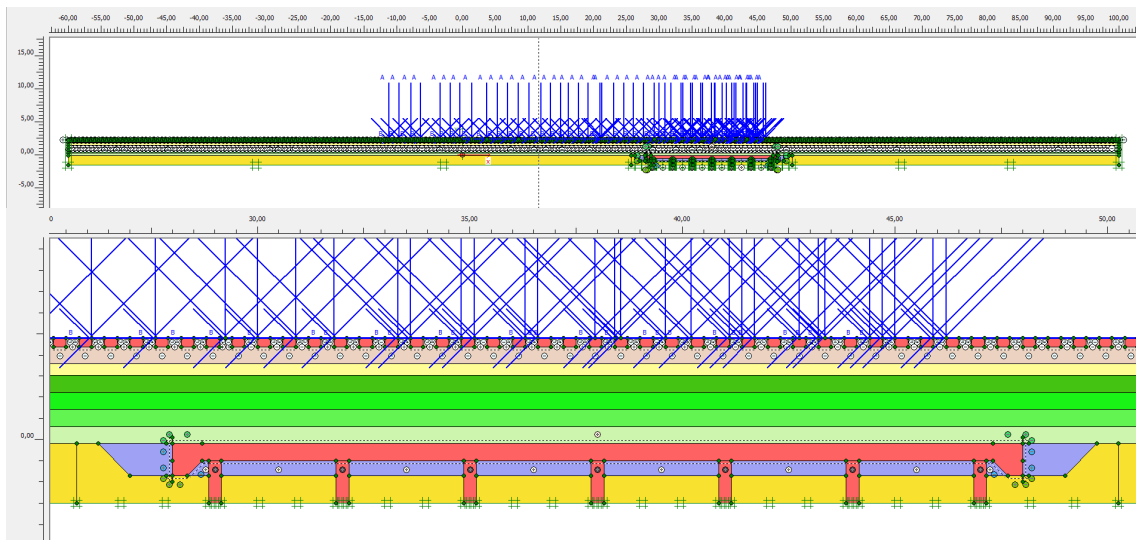
Taulukko 6-10. Työn geometriamatriisi.

Tunnus	Tapaus	Kitkakerroin	Kuormakaavio	Laatan pituus	Pengerkorkeus	Pistekuorma		Nauhakuorma		Geometria
						Pystykuorma	Vaakakuorma	Pystykuorma	Vaakakuorma	
1a	Ohiajo	-	Pistekuorma	20 m	1,4 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
1b	Jarrutus	0,25	Pistekuorma	20 m	1,4 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
2a	Ohiajo	-	Pistekuorma	20 m	2,5 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
2b	Jarrutus	0,25	Pistekuorma	20 m	2,5 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
3a	Ohiajo	-	Pistekuorma	20 m	5,0 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
3b	Jarrutus	0,25	Pistekuorma	20 m	5,0 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
4a	Ohiajo	-	Pistekuorma	20 m	1,4 m	120 kN	-	-	-	Vanha rata
4b	Jarrutus	0,25	Pistekuorma	20 m	1,4 m	120 kN	30 kN	-	-	Vanha rata
5a	Ohiajo	-	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	20 m	1,4 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
5b	Jarrutus	0,25	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	20 m	1,4 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
6a	Ohiajo	-	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	20 m	2,5 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
6b	Jarrutus	0,25	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	20 m	2,5 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
7a	Ohiajo	-	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	20 m	5,0 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
7b	Jarrutus	0,25	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	20 m	5,0 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
8a	Ohiajo	-	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	40 m	1,4 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
8b	Jarrutus	0,25	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	40 m	1,4 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
9a	Ohiajo	-	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	40 m	2,5 m	178 kN	-	-	-	Uusi rata
9b	Jarrutus	0,25	LM71-35 (ei nauhakuormaa)	40 m	2,5 m	178 kN	44 kN	-	-	Uusi rata
10a	Ohiajo	-	SFS-EN15528 E4 x 3 (kolme vaunua)	40 m	1,4 m	120 kN	-	-	-	Vanha rata
10b	Jarrutus	0,25	SFS-EN15528 E4 x 3 (kolme vaunua)	40 m	1,4 m	120 kN	30 kN	-	-	Vanha rata
11a	Ohiajo	-	SFS-EN15528 E4	20 m	1,4 m	120 kN	-	-	-	Vanha rata
11b	Jarrutus	0,25	SFS-EN15528 E4	20 m	1,4 m	120 kN	30 kN	-	-	Vanha rata
12a	Ohiajo	-	SFS-EN15528 E4	20 m	1,4 m	120 kN	-	-	-	Vanha rata
12b	Jarrutus	0,4	SFS-EN15528 E4	20 m	1,4 m	120 kN	48 kN	-	-	Vanha rata
13a	Ohiajo	-	LM71-35	20 m	1,4 m	178 kN	-	58 kN/m	-	Uusi rata
13b	Jarrutus	0,25	LM71-35	20 m	1,4 m	178 kN	44 kN	58 kN/m	14 kN/m	Uusi rata



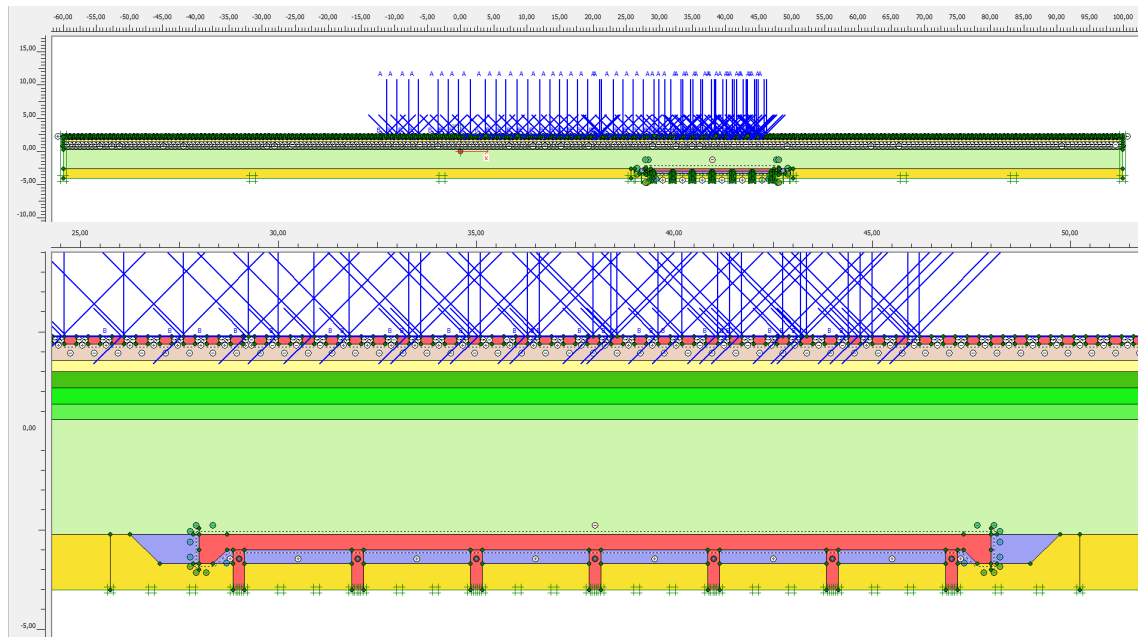


**Kuva 6-21. Geometria 5a/5b:** kitkakerroin 0,25 – kuormakaavio LM71-35 (ilman nauhakuormia) – pengerlaatan pituus 20 m – pengerkorkeus 1,4 m – uuden radan geometria.

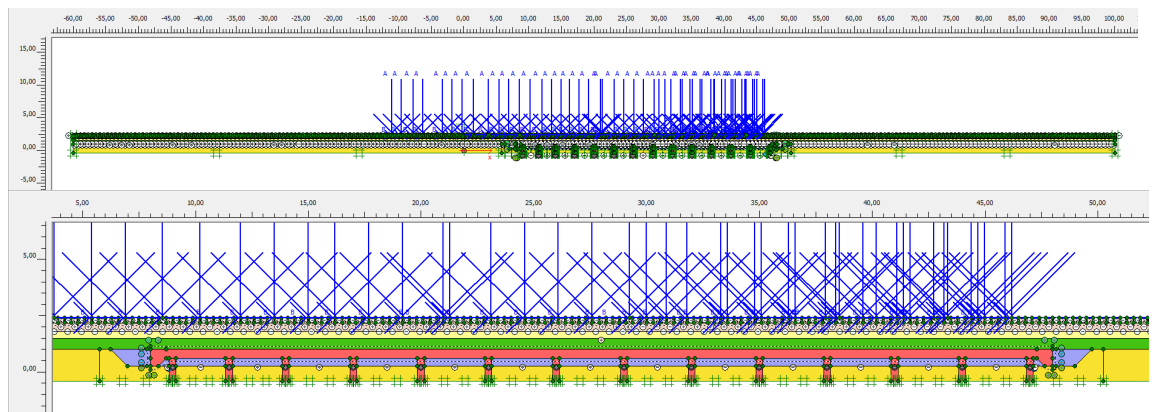


**Kuva 6-20. Geometria 6a/6b:** kitkakerroin 0,25 – kuormakaavio LM71-35 (ilman nauhakuormia) – pengerlaatan pituus 20 m – pengerkorkeus 2,5 m – uuden radan geometria.

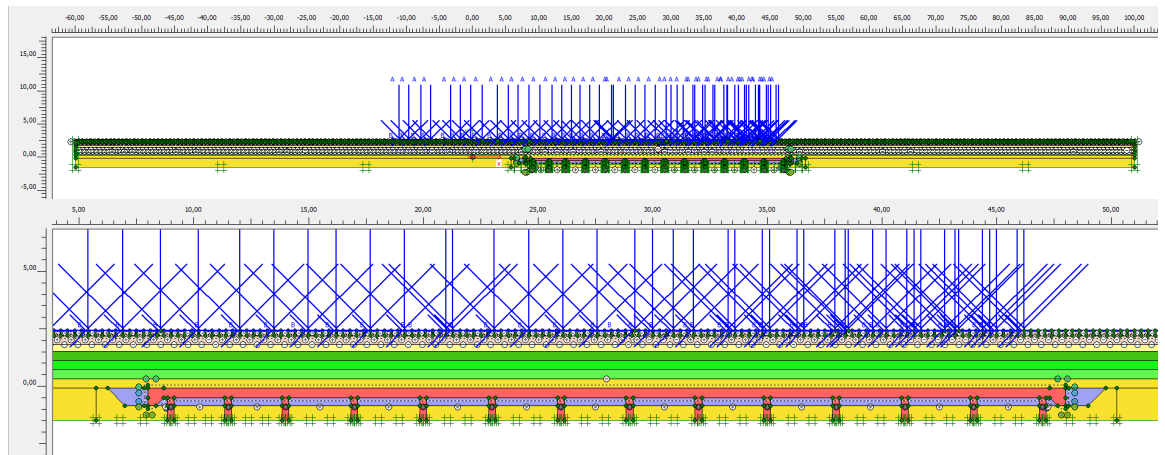




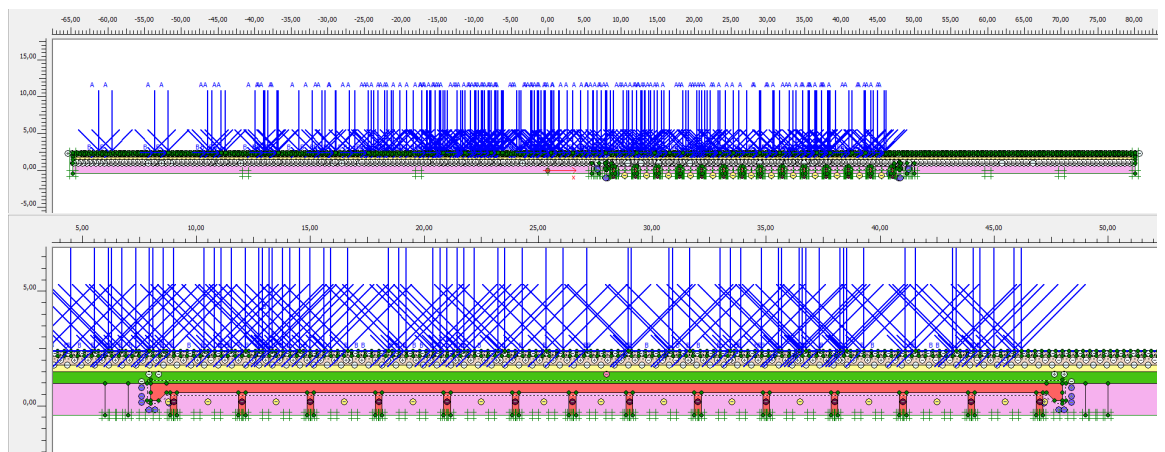
**Kuva 6-22. Geometria 7a/7b:** kitkakerroin 0,25 – kuormakaavio LM71-35 (ilman nauhakuormia) – pengerlaatan pituus 20 m – pengerkorkeus 5,0 m – uuden radan geometria.



**Kuva 6-23. Geometria 8a/8b:** kitkakerroin 0,25 – kuormakaavio LM71-35 (ilman nauhakuormia) – pengerlaatan pituus 40 m – pengerkorkeus 1,4 m – uuden radan geometria.



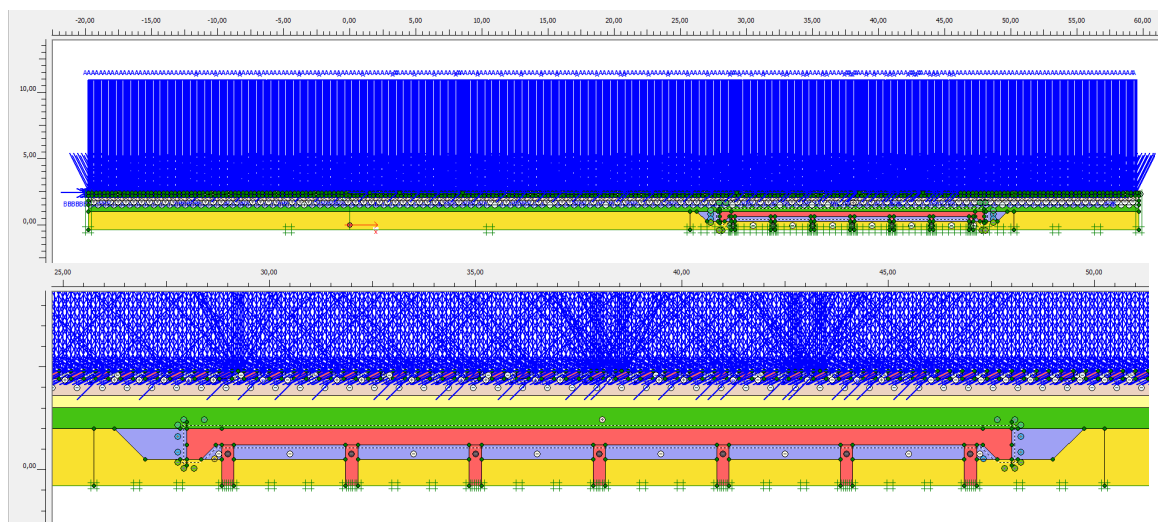
**Kuva 6-24. Geometria 9a/9b:** kitkakerroin 0,25 – kuormakaavio LM71-35 (ilman nauhakuormia) – pengerlaatan pituus 40 m – pengerkorkeus 2,5 m – uuden radan geometria.



**Kuva 6-25. Geometria 10a/10b:** kitkakerroin 0,25 – kuormakaavio E4 (kolme vaunua) – pengerlaatan pituus 40 m – pengerkorkeus 1,4 m – vanhan radan geometria.



**Kuva 6-26. Geometria 11a/11b & 12a/12b:** kitkakerroin 0,25/0,4 – kuormakaavio E4 – pengerlaatan pituus 20 m – pengerkorkeus 1,4 m – vanhan radan geometria.



**Kuva 6-27. Geometria 13a/13b:** kitkakerroin 0,25 – kuormakaavio LM71-35 (nauha-kuormien kanssa) – pengerlaatan pituus 20 m – pengerkorkeus 1,4 m – uuden radan geometria.

## 7 Mallinnuksen suoritus

### 7.1 Tavoitteet

Tämän työn mallinnusosassa on tavoitteena selvittää radan eri rakenneosien suhteellinen vaikutus kokonaisrakenteen käyttäytymiseen, kun juna jarruttaa ja välittää vaakasuuntaisia voimia ratarakenteelle. Vaikutusta tarkastellaan pengerlaatan kannalta. Merkittävimmin vaikuttavina tekijöinä ja muuttujina tutkitaan ratarakenteen maakerroksia – tuki-, väli-, eristys- ja aluskerrokset – sekä kuormituskaavioita.

Kun tunnetaan kiskoilta pengerlaatalle asti välittyvän vaakakuorman osuus ja pengerlaatan liikkeet kuormituksessa, voidaan tulevaisuudessa suunnitella paalutus ottamaan vastaan junan jarrutuksesta ja kiihdytyksestä aiheutuvia vaakavoimia tarkemmin ja kustannustehokkaammin. Mallinnuksessa rakenneosat ovat muuttujia, joista kasataan eri geometriayhdistelmiä eli geometriamatriisi. Matriisin perusteella voidaan tehdä tulosarvioita muista käsittelemättä jäävistä geometriayhdistelmistä.

Mallinnuksessa määritellään myös kaksi tulosparametria. Ensimmäisen parametrin kohdalla tutkitaan, onko nykyisten suunnitteluohjeiden mukaisesti pengerlaattaan vaikuttava vaakakuorman osuus todella 25 % kiskon tasossa vaikuttavasta pystysuuntaisesta junakuormasta. Mallinnuksen tuloksena pyritään saamaan käsitys kuinka jarrutuksen aiheuttama vaakajännitys jakautuu ratarakenteen maakerroksissa.

Toisen parametrin kohdalla tutkitaan, mikä on pengerlaatan päässä vaikuttavan kuvitteellisen jousen alustaluku. Tämä parametri voidaan määrittää pengerlaatan vaakasiirtymän ja pengerlaatan päässä vaikuttavan maan vaakajännityksen suhteena.

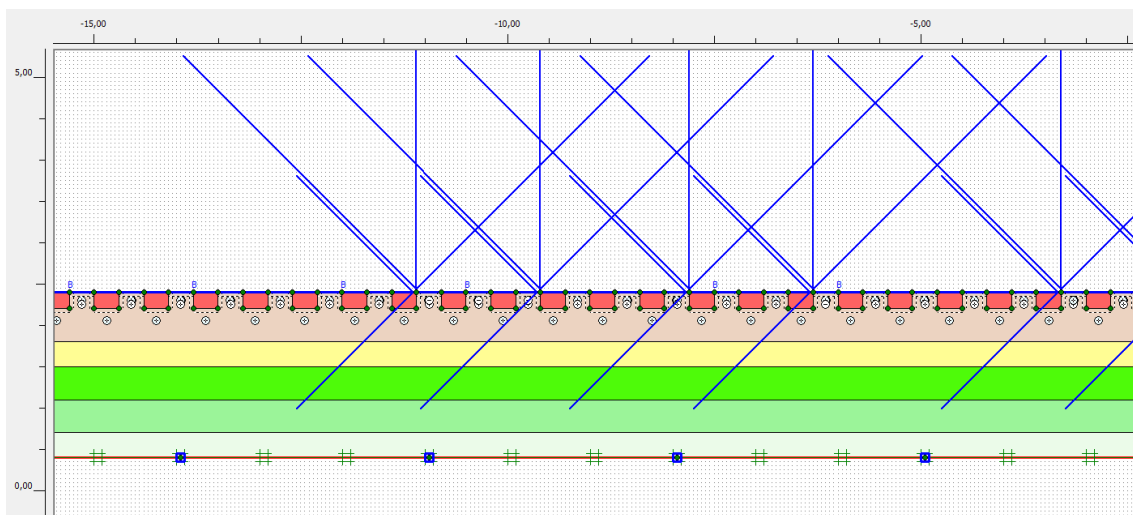
Keskeinen osa edustavien tuloksien saamiseksi on tarkan rakennemallin rakentaminen. Työn rakennemallin muotoa hahmotellessa pyritään ensisijaisesti sulkemaan pois paalujen vaikutus kiskoilta pengerlaatalle välittyviin jännityksiin, ottamaan huomioon ratarakenteen eri maakerrokset erilaisine ominaisuuksineen ja junan liike kvasi-dynaamisena kuormituksena.

### 7.2 Herkkyystarkastelu

#### 7.2.1 Pengerlaatta

Työn alussa rakennemallille etsittiin sopivaa muotoa, jonka perusteella olisi voinut arvioida yksinomaan radan maarakennekerrosten kykyä välittää jarrukuormaa. Pengerlaatan ja paalujen vaikutus haluttiin sulkea pois. Toinen lähtökohta oli mallintaa katkeamaton ”paalulaatta” eli jatkuva, tukeva alusrakenne radan maarakennekerrosten alle. Haluttiin välttää äärellisen mittaisen jäykän pengerlaatan ja viereisen pehmeän maan erilainen käyttäytyminen radan pituussuunnassa liikkuvan kuorman alla.

Mallikokeilussa maarakennekerrokset rajattiin suoraan rakennemallin alareunaan kiinni (*Kuva 7-1*). Haasteeksi tässä muodostui se, että eristyskerros on jäykästi kiinni rakennemallin alareunassa, joten vaakasiirtymä ”paalulaatan” pinnalla ei ole mahdollista. Toisaalta tällä lähestymistavalla ei päästä käsiksi pengerlaatan päässä vaikuttavaan alustalukuun, koska ei saada tietoa pengerlaatan päässä vaikuttavasta maan vaakajännityksestä tai -siirtymästä.



**Kuva 7-1.** Rakennemallikokeilu, jossa maakerrokset päättyvät suoraan rakennemallin alareunaan.

Toisessa mallikokeilussa pengerlaatta mallinnettiin, mutta tilavuuselementin sijaan *Plate*-elementtinä (Kuva 7-2). Tämän lähestymistavan rajoite on se, että pengerlaatatalla ei tällöin ole paksuutta. On hankala määrittää pengerlaatan päätä vasten vaikuttavaa maan jännitystilaa, koska maa voi virrata liikkuvan, ohuen laatan ohi molemmiin puolin. Pengerlaatta mallinnettiin tästä syystä lopullisessa mallissa tilavuuselementtinä, jolla on paksuus. Pengerlaatan päähän myös mallinnettiin leukapalkki, jotta mallista saatiin realistisempi ja pengerlaatan päästä saatiin korkeussuunnassa kattavampi vaakajännitysjauma.

Mallikokeiluissa mietittiin myös kahden tai useamman peräkkäisen pengerlaatan mallintamista, jotta olisi voitu tutkia kahden pengerlaatan välistä vuorovaikutusta. Plaxis 2D –ohjelmassa kaksi peräkkäistä erillistä pengerlaattaa olisivat jäykästi kiinni toisissaan – oli kyse tilavuus- tai *Plate*-elementeistä. Tästä syystä lopulliseen geometriamatriisiin ei ole mallinnettu peräkkäisiä pengerlaattoja vaan yksittäiset 20 m ja 40 m pitkät pengerlaatat erillisinä geometrioina.

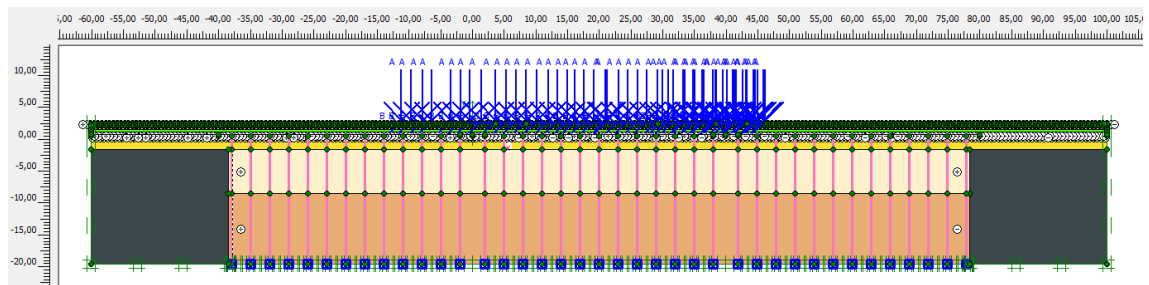
## 7.2.2 Paalut

Työn aikana kokeiltiin mallintaa paaluja sekä tilavuus- että *Plate*-elementteinä (Kuva 7-2). Koska paalut eivät ole työn tavoitteiden kannalta keskiössä, ei ole suurta merkitystä mallinnetaanko ne kummalla rakennevaihtoehdolla. Jotta paalujen ja pengerlaatan väliset liitokset ja kokonaisrakenne olisivat edustavia, oleellista on, että paalut ja pengerlaatta mallinnetaan samoilla rakenne-elementeillä.

Jotta paalun ja pengerlaatan rajapinnalle voidaan mallintaa kitkaa, tulee paalun olla tilavuuselementti, kuten pengerlaatta. Näin rajapinnalle voidaan määrittää *Interface*-elementti. Jos paalu olisi *Plate*-elementti, paalu ja pengerlaatta olisivat kiinni toisissaan jäykästi. Pengerlaatta ei tällöin kykenisi liikkumaan yhtään paalujen suhteen vaakasuunnassa kuormituksen vaikutuksesta. Paalujen olemassaolo itsessään ja liitostyyppi vaikuttaisivat tuloksiin epärealistisella tavalla. Paalun ja pengerlaatan väliin asennetaan

käytännössäkin vaakaliikkeen salliva synteettinen kumilevy, jonka kitkakerroin tunnetaan (*Kappale 6.4.3*).

Kun geometriaan mallinnetaan pitkät paalut, niistä tulee helposti määräävä tekijä pengerlaatan pysty- ja vaakasiirtymän osalta. Tulosten tulkittavuutta lisää myös paalujen pituus, joka on vapaasti valittavissa. Pitkien paalujen suurimmaksi haasteeksi kuitenkin ilmenee äärellisen leveän pengerlaatan sivuilla olevan syvän, tukemattoman pehmeikön huomioon ottaminen (*Kappale 7.2.3*).



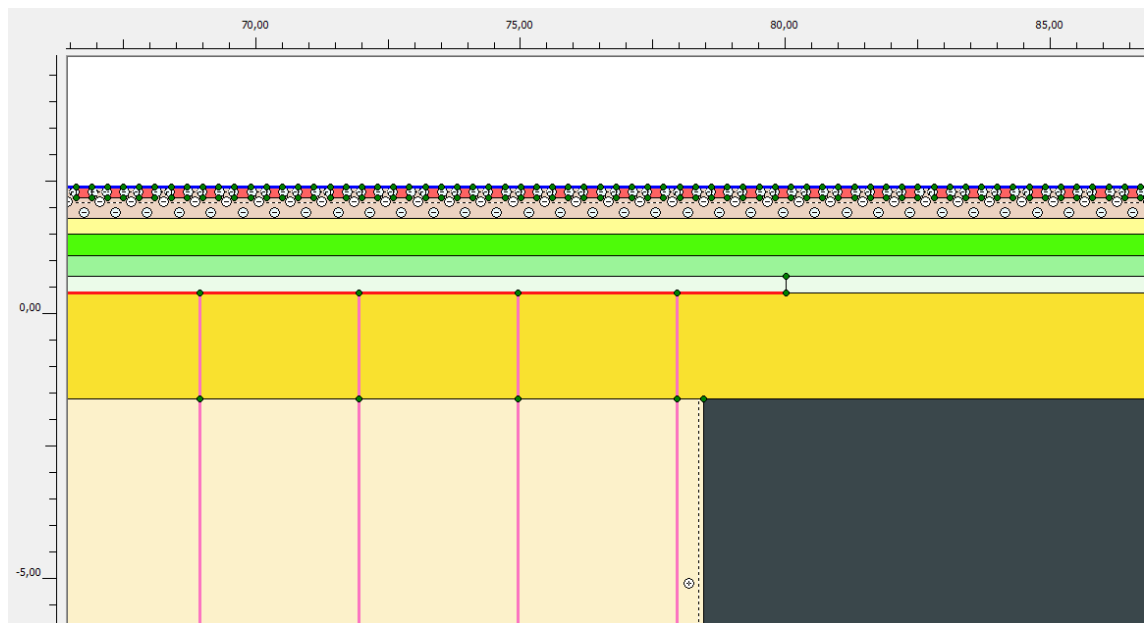
**Kuva 7-2.** Rakennemallikokeilu, jossa on Plate-elementeillä mallinnettuja pitkiä paaluja, kolme 40 m pitkää pengerlaattaa ja kallio molemmissa reunoissa tukemassa yläpuolisia maakerroksia.

### 7.2.3 Pohjamaa

Pohjamaata eli kuivakuorisavea tai vanhaa eristyskerrosta mallinnettaessa esiin tulee kysymys, miten pohjamaa kannattaa mallintaa, jotta pengerlaatan päässä vaikuttava pohjamaan vaakajännitys on mahdollisimman realistinen. Lopullisena tarkoituksena on määrittää tulosten pohjalta pengerlaatan päähän laskennallinen jousi ja selvittää jousen alustaluku, joka on pengerlaatan vaakasiirtymän ja maan vaakajännityksen suhde.

Kun paalut ovat pitkiä, myös pehmeikkö pengerlaatan molemmiin puoliin on syvä. Tästä johtuen pohjamaa pengerlaatan ulkopuolella kokee suuria painumia oman painonsa alla. Omasta painosta johtuvista muodonmuutoksista ja jännityksistä muodostuu määräävä tekijä ja ulkoisesta kuormituksesta aiheutuvat vaikutukset häviävät näkyvistä. Tämän takia mallikokeiluissa yritettiin tukea pengerlaatan päässä olevaa pohjamaata lisäämällä kallionpinta sen alapuolelle (*Kuva 7-3*). Tuki auttaa hallitsemaan pohjamaan painumia, mutta rakennemallista tulee erittäin keinotekoinen, painumaerot pengerlaatan päädyn ja alapuolisen maan välillä kasvavat, ja pitkät paalut edelleen määräävät pengerlaatan vaakasiirtymän suuruusluokan. Mallissa on liikaa tulkinnanvaraisuutta.

Koska pitkät paalut ja pengerlaatan ulkopuolisen pohjamaan tukeminen aiheuttivat haasteita, lopullisessa rakennemallissa päädyttiin mallintamaan ainoastaan erittäin lyhyet paalut. Ne nostavat pengerlaatan juuri tarpeeksi geometria-alueen alareunasta, jotta pengerlaatta voi liikkua vapaammin vaakasuunnassa.

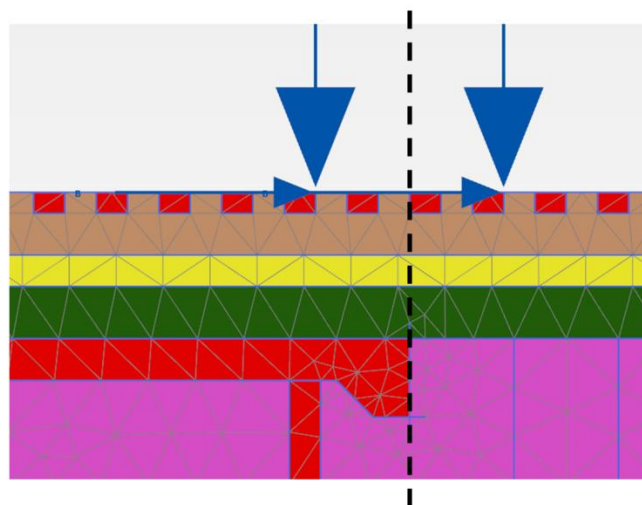


**Kuva 7-3.** Rakennemallikokeilu, jossa pitkien paalujen takia syvää pehmeikköä (keltainen) pitää tukea lisäämällä kallio (musta) pengerlaatan päähän.

## 7.2.4 Kuormat

Mitoituskuormien sijoittelulla suhteessa paalulaataan on merkitystä tuloksiin mallinusteknisistä syistä. Erityisesti paalulaatan pää eli leukapalkki on herkkä ulkoisten kuormien sijainnille. Koska paalulaatan pään alustaluku on työssä erityisen mielenkiinnon kohteena, on tärkeää ymmärtää mitä paalulaatan päässä tapahtuu.

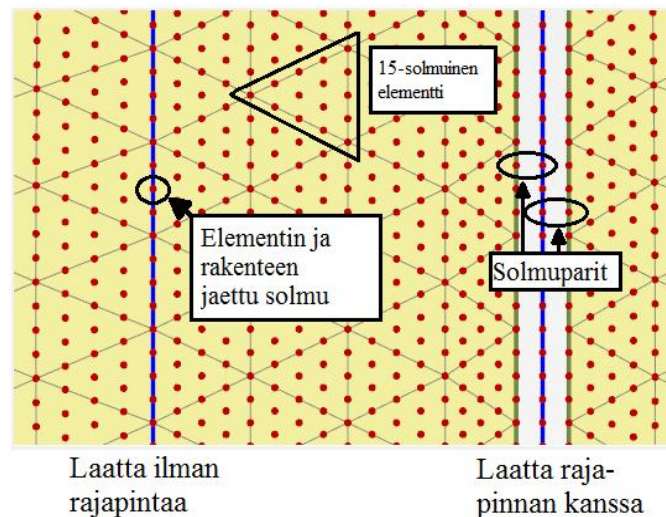
Suurin merkitys ulkoisten kuormien sijoittelun osalta on sillä, pysyykö kaikki kuormituspisteet paalulaatan päällä vai ylittääkö osa kuormituspisteistä paalulaatan pään pohjamaan puolelle (Kuva 7-4). Näissä kahdessa tapauksessa saadaan villisti erilaisia jännitys- ja muodonmuutostuloksia. Ero johtuu siitä, miten Plaxis 2D –ohjelman *Interface*-elementti (Kappale 6.3.2) toimii.



**Kuva 7-4.** Pistekuormat ylittävät pengerlaatan päädyn pohjamaan puolelle.



Paalulaatan päähän lisätään *Interface*-rajapintaelementti, jotta pohjamaa ja paalulaatan pää voivat liikkua vapaammin toistensa suhteen (*Kuva 7-5*). Rajapintaelementille määritetään väliltä 0...1  $R_{inter}$ -arvo, joka periaatteessa vastaa pintojen välistä kitkakerrointa. Kun  $R_{inter}$ -arvo on lähellä nollaa (minimi-arvo on 0,01), pinnat voivat liikkua täysin vapaasti toistensa suhteen. Kun  $R_{inter}$ -arvo on 1, pinnat ovat jäykästi kiinni toisissaan eli käytännössä tilanne on sama, kun rajapintaelementtiä ei olisi ollenkaan. Mallikokeiluissa pengerlaatan pään ja maan väliselle *Interface*-elementin  $R_{inter}$ -arvolle kokeiltiin useita eri arvoja herkkyytstarkasteluissa (*Kappale 7.2.5*).



**Kuva 7-5.** Solmuparit Plaxis 2D –ohjelman *Interface*-elementissä.

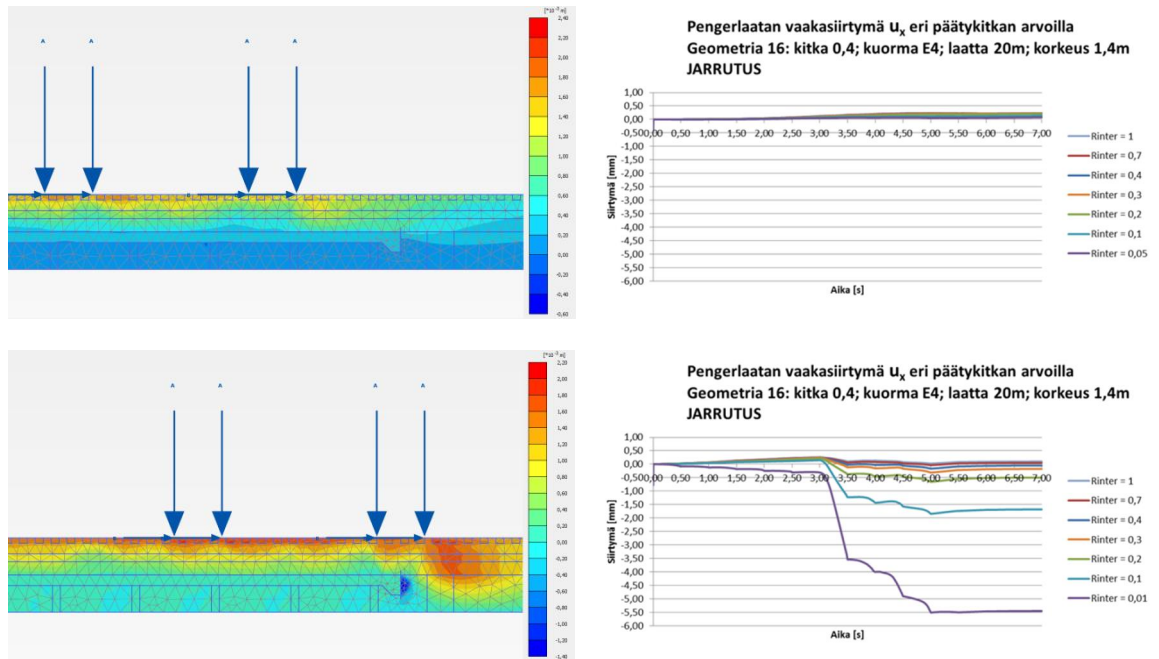
Jotta työssä saataisiin selvitettyä pengerlaatan pään alustaluku, tulee maan vaakajännityksen ja –siirtymän pengerlaatan päässä olla realistisia. Mallikokeiluissa huomattiin, että kun pistekuormat ylittävät pengerlaatan oikeanpuoleisen päädyn ja siirtyvät ”tyhjän päälle” pohjamaan varaan, pengerlaatan päässä mitattava vaakasiirtymä muuttuu epärealistiseksi Plaxis 2D –ohjelmaan ja erityisesti *Interface*-elementteihin liittyvien mallinnusteknisten syiden takia.

Pohjamaan puolelle siirtyvä pistekuorma painaa sen alapuolista pohjamaata pengerlaatan päätä vasten kohti vasenta suuntaa. Kun pohjamaan ja pengerlaatan välissä on liikkeen mahdollistava *Interface*-elementti, kuormitus aiheuttaa pohjamaan mallinnusverkon epämuodostumisen ja siirtymisen ääritapauksessa jopa pengerlaatan sisälle. Solmuparien suhteellinen liike rajapinnalla on siis mahdollista *Interface*-elementin pinnan sekä yhdensuuntaisessa että normaalisuuntaisessa ulottuvuudessa. Maan vaakasiirtymä pengerlaatan sisälle on sitä suurempi mitä pienempi rajapinnan  $R_{inter}$ -luku on eli mitä pienempi pintojen välinen kitkakerroin on. Tämä rekisteröidään tuloksissa pengerlaatan päädyssä olevan maan negatiivisena vaakasiirtymänä.

Negatiivinen vaakasiirtymä on nähtävissä esimerkkitapauksessa alla kuvaajassa (*Kuva 7-6*), kun juna ylittää pengerlaatan päädyn kolmen sekunnin jälkeen. Näiden havaintojen perusteella lopullisessa mallissa päädyttiin pysäyttämään juna ennen pengerlaatan päätä, mittaamaan vaakasiirtymä alustalukua varten pengerlaatan siirtymänä viereisen maan siirtymän sijaan, ja käyttämään arvoa  $R_{inter} = 0,4$  pengerlaatan pään ja maan välisellä rajapinnalla.



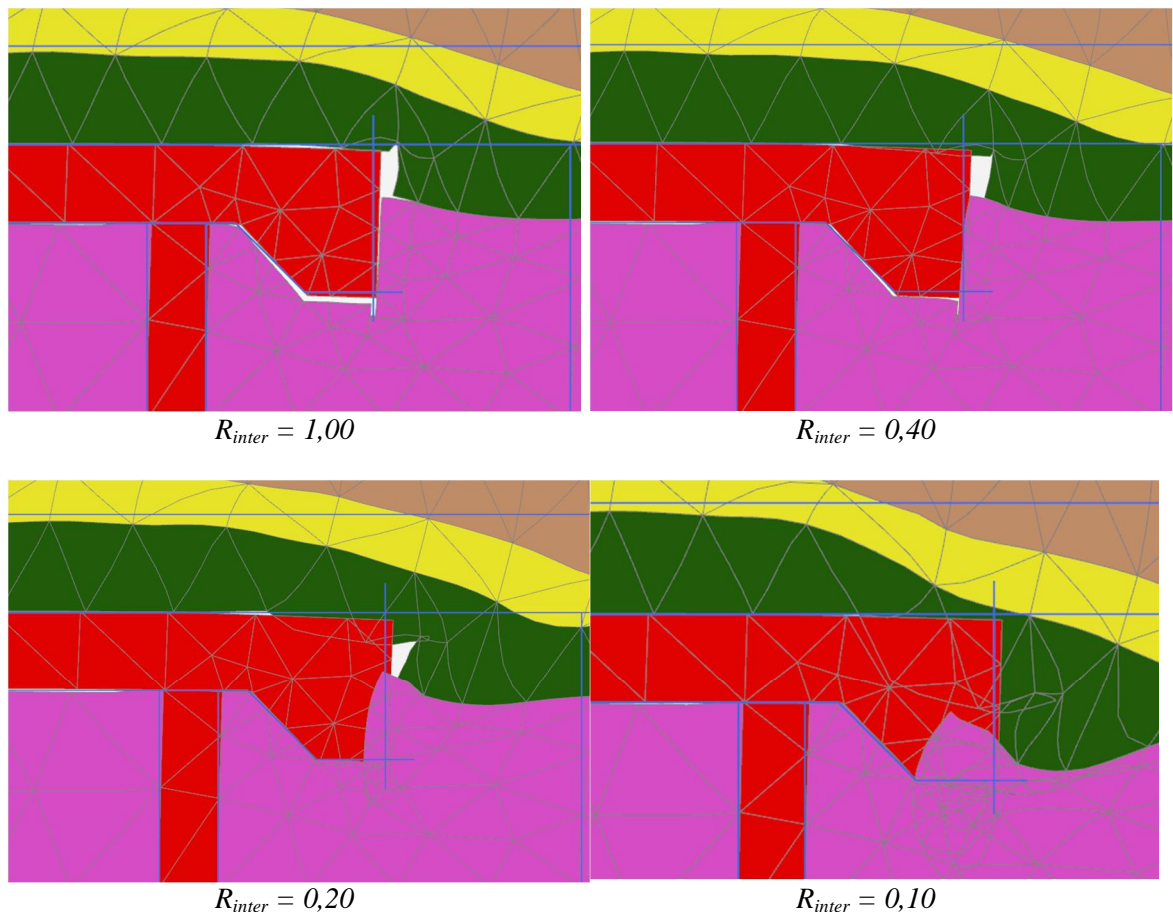
Kuormien vaikutusajalla ohiajo- ja jarrutustarkasteluiden välillä ei ole merkitystä Plaxis 2D –ohjelmassa välittömien muodonmuutosten suuruuteen, koska vaikutusajat eroavat vain sekunnin kymmenesosia. Elastiset muodonmuutokset mobilisoituvat välittömästi ja ero plastisissa muodonmuutoksissa ei ehdi mobilisoitua näin nopeassa kuormitustilanteessa. Geoteknisissä tarkasteluissa Plaxis 2D –ohjelmalla kuormitusajat ovat tavanomaisesti päivien, viikkojen tai kuukausien luokkaa, kun maarakenteita mallinnetaan rakennusvaiheittain.



**Kuva 7-6.** Vaakasiirtymäjakaumat ja –kuvaajat, kun juna pysähtyy pengerlaatan päälle (yllä) vs. juna ajaa pengerlaatan pään yli (alla). Vertailtavat geometriat ovat kaikilta muilta osin samat junakuormien sijaintia lukuun ottamatta. Vaakasiirtymä on mitattu maan puolelta.

## 7.2.5 Rajapinnat

Todellisuudessa pengerlaatan pään ympärillä oleva maa on vapaa liikkumaan pengerlaatan ympäri, kun siirtymälaattaa ei ole. Lähtökohtana tulee siis olla, että mallinnuksessa kitkakerroin tällä rajapinnalla on mahdollisimman pieni. Työn aikana suoritettiin Plaxis-ohjelmalla herkkyystarkastelu portaittain arvovälillä  $\mu_{leuka} = 0,01 \dots 1,00$  (Kuva 7-7) ja tulosten perusteella  $\mu_{leuka} = 0,40$  on alhaisin edustava arvo ottaen huomioon verkkopin nan (*mesh*) käyttäytyminen rajapinnalla.



**Kuva 7-7.** Herkkyystarkastelu: Verkkopinnan epämuodostuma leukapalkin ja maan välisen kitkakertoimen (Plaxis-ohjelmassa verrattavissa  $R_{inter}$  -parametriin) eri arvoilla kuormituksessa.

Pienemmillä kitkakertoimen arvoilla rajapinnalle mallinnettavat solmupisteparit ovat niin löyhästi sidoksissa toisiinsa, että pienikin kuormitus aiheuttaa verkkopinnan epärealistisen epämuodostuman. Alkutilassa maakerroksen puolella olevat solmupisteet voivat siirtyä kuormituksen myötä leukapalkin sisään. Tuloksissa tämä tarkoittaa, että leukapalkin vieressä oleva maa siirtyisi leukapalkin sisään, mikä ei tietenkään ole realistinen tulos vaan johtuu mallinnusteknisistä rajoitteista – geometriasta ja kuormituksen sijainnista ensisijaisesti (Kappale 7.2.4).

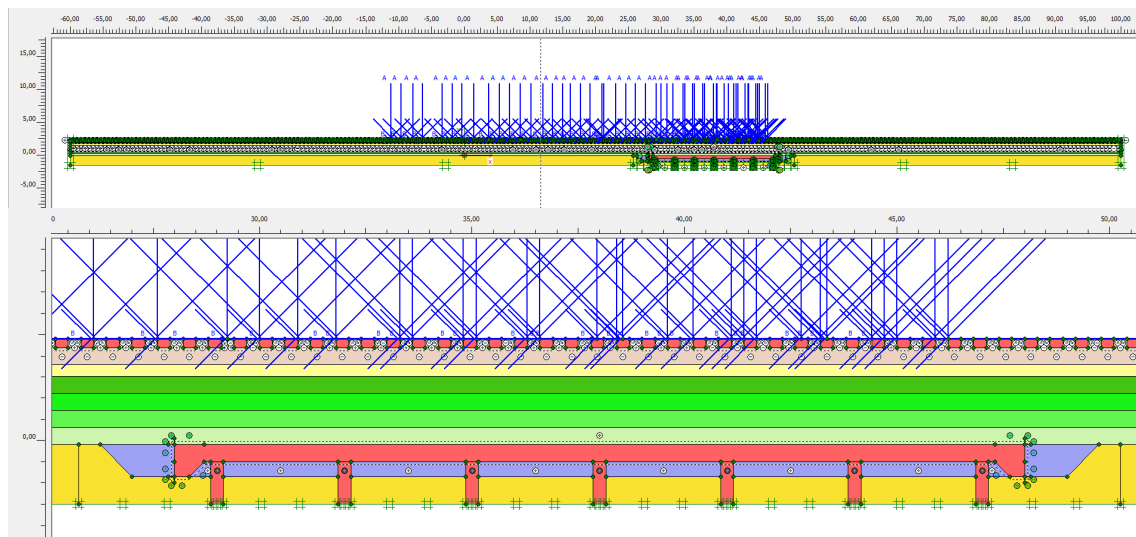
### 7.3 Työvaiheet

Mallinnuksen vaiheet on esitetty alla taulukossa (Taulukko 7-1) ja yksi tapaus lopullisesta rakennemallista alla kuvassa (Kuva 7-8). Samat vaiheet geometrian, kuormituksen ja elementtiverkon kohdalla toistettiin yhdeksän kertaa geometrioissa 5-13. Elementtiverkko optimoitiin niin, että se oli mahdollisimman tiivis erityisesti tarkastelun kannalta tärkeissä kohdissa, kuten paalulaatan päädyissä ja maakerroksissa. Elementtiverkon laatu pyrittiin pitämään kuitenkin erinomaisena. Elementtiverkko on sitä parempi, mitä lähempänä elementtiverkon kolmiot ovat tasasivuisia kolmioita. Teräväkulmaiset kolmiot johtavat epätarkempiin tuloksiin.

**Taulukko 7-1. Mallinnuksen vaiheet Plaxis 2D –ohjelmassa.**

Vaihe	Toiminta
1	Projektitietojen syöttäminen.
<b>Geometria</b>	
2	Penkereen maakerrosjaon teko <i>Geometry line</i> -työkalulla. Radan pituus on 160 m.
3	Ratapölkkyjen mallintaminen <i>Geometry line</i> -työkalulla. Pölkkyjä on 266 kpl.
4	Kiskon mallintaminen <i>Plate</i> -elementillä.
5	<i>Interface</i> -elementtien lisääminen kaikkiin ratapölkkyjen ja tukikerroksen rajapintoihin sekä tukikerroksen ja kiskon rajapintoihin.
6	Pengerlaatan, leukapalkkien, lyhyiden paalujen ja aluskerroksen mallintaminen <i>Geometry line</i> -työkalulla.
7	<i>Interface</i> -elementtien lisääminen pengerlaatan ja leukapalkin ympärille - eri rajapinnoilla eri arvot ( <i>Taulukko 8-4</i> ).
8	Materiaaliparametrien syöttäminen <i>Material sets</i> -kohtaan.
9	Rakennemallin reunaehtojes asettaminen <i>Standard fixities</i> -vaihtoehdolla.
10	Reunaehtojes poistaminen kiskojes molemmista päistä (vapaa vaakasiirtymä).
<b>Kuormitus</b>	
11	Viimeisen kuormituskaaviojes sijoitus pengerlaatan oikeaan laitaan (junan pysähtymispaikka): - LM71-35 ja E4: Neljä pystypistekuormaa, neljä vaakapistekuormaa, (nauhakuormat) - E4 kolmella vaunulla: 12 pystypistekuormaa, 12 vaakapistekuormaa
12	13 aikaisemman kuormituskaaviojes sijainnin taulukkolaskenta ja sijoitus malliin junan liikkeen mukaan: - LM71-35 ja E4: yhteensä 56 pystypistekuormaa, 56 vaakapistekuormaa, (nauhakuormat) - E4 kolmella vaunulla: yhteensä 168 pystypistekuormaa, 168 vaakapistekuormaa
<b>Elementtiverkko</b>	
13	Elementtiverkojes luominen ja hienosäätö <i>Mesh</i> -valikossa.
<b>Laskenta</b>	
14	Laskentavaiheides määrittely Taulukon 9-2 mukaisesti. Piste- ja nauhakuormat aktivoitiin ja deaktivoitiin manuaalisesti jokaisessa laskentavaiheessa junan liikkeen mukaan. Pohjavedenpinta asetettiin maanpinnan tasoon.
15	Laskentapisteides määrittely laskentaa varten.
16	Laskenta ja tulosten jatkokäsittely Plaxis Output -ohjelmassa ja Excel- taulukkolaskentaohjelmassa.

Geometrioissa 5-13 mallinnetaan junan liike kvasi-dynaamisena tarkasteluna, jossa kuormakaaviota liikutetaan kiskon päällä 14 yksittäisessä vaiheessa. Jokaisessa vaiheessa kuormakaaviota siirretään hieman eteenpäin junan liikkeen suuntaan. Jarrutustarkasteluissa (b-geometriat) vaiheides välinen aika on aina 0,5 s ja ohiajotarkasteluissa (a-geometriat) vaiheides välinen aika vaihtelee. Kuormien fyysiset vaikutuspisteet ovat rakennemallissa samat sekä ohiajo- että jarrutustarkasteluissa. Jarrutustarkasteluissa ainoana eroina vaihdetaan kuormitusvaiheides vaikutusajat ja aktivoidaan kuormakaavioidiin myös vaakasuuntaiset jarrutuskuormat. Laskentavaiheet Plaxis 2D –ohjelmassa geometriamatriisiin päätapauksille 5-13 on esitetty alla taulukossa (*Taulukko 7-2*).



**Kuva 7-8.** Esimerkkinä Geometria 6a/6b lopullisesta rakennemallista.

Plaxis 2D –ohjelmassa ohiajo- ja jarrutuskuormitustarkasteluiden välisellä kuormitusai-  
kaerolla ei ole käytännön vaikutusta tuloksiin, koska sekunnin kymmenyksissä laske-  
tuissa vaikutusajoissa sama elastinen ja plastinen muodonmuutos ehtii mobilisoitua.  
Tuloksissa näkyvä ero tarkasteluiden välillä johtuu siis yksinomaan jarrutuskuormasta.  
Radan rakennekerrosten omasta painosta johtuvat muodonmuutokset ja jännitykset on  
otettu huomioon (Kappale 6.5.4).

**Taulukko 7-2.** Laskentavaiheet Plaxis 2D –ohjelmassa.

Identification	Phase	Start from	Calculation type	Loading input	Reset displacements to zero
Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	-
Rakennusvaihe I	1	0	Plastic	Staged construction	No
Rakennusvaihe II	2	1	Plastic	Staged construction	Yes
Vaihe 1 (t = 0)	3	2	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 2 (t = 0,46s / 0,5s)	4	3	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 3 (t = 0,89s / 1,0s)	5	4	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 4 (t = 1,28s / 1,5s)	6	5	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 5 (t = 1,63s / 2,0s)	7	6	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 6 (t = 1,95s / 2,5s)	8	7	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 7 (t = 2,23s / 3,0s)	9	8	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 8 (t = 2,47s / 3,5s)	10	9	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 9 (t = 2,68s / 4,0s)	11	10	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 10 (t = 2,85s / 4,5s)	12	11	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 11 (t = 2,98s / 5,0s)	13	12	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 12 (t = 3,07s / 5,5s)	14	13	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 13 (t = 3,13s / 6,0s)	15	14	Plastic	Staged construction	No
Vaihe 14 (t = 3,16s / 6,5s)	16	15	Plastic	Staged construction	No

On hyvä huomioida, että tämän työn mallinnuksessa kuvitteellinen juna ajaa tai jarruttaa radan poikki vain kerran. *Hardening soil* –materiaalimallin ominaisuuksien takia plastisia muodonmuutoksia jää maakerrokseen joka kuormitusvaiheessa lisää ja siten useamman yliajokerran myötä voitaisiin periaatteessa saada suurempia plastisia muodonmuutoksia näkyviin tuloksiin. Aikaisemmissa tutkimuksissa [Pihjalamäki 2012] on todettu, että viidennen kuormitus syklin jälkeen muodonmuutoksissa ja jännityksissä ei enää tapahdu merkittäviä muutoksia.

## 8 Tulokset

### 8.1 Yleistä

Työn mallinnusosiossa laskettiin tulokset 26 eri geometrialle. Tähän sisältyy 13 ohiajo-tarkastelua ja 13 jarrutustarkastelua. Kokonaismäärän voi jakaa myös kahdeksaan piste-kuormatarkasteluun ja 18 mitoituskuormatarkasteluun. Jokaisessa mitoituskuormatarkastelussa suoritettiin 17 laskentavaihetta, johon sisältyi kolme rakennusvaihetta ja 14 kuormitusvaihetta. Kaiken kaikkiaan työn mallinnusosiossa saatiin siis muodonmuutos- ja jännitystulokset 314 eri laskentavaiheelle.

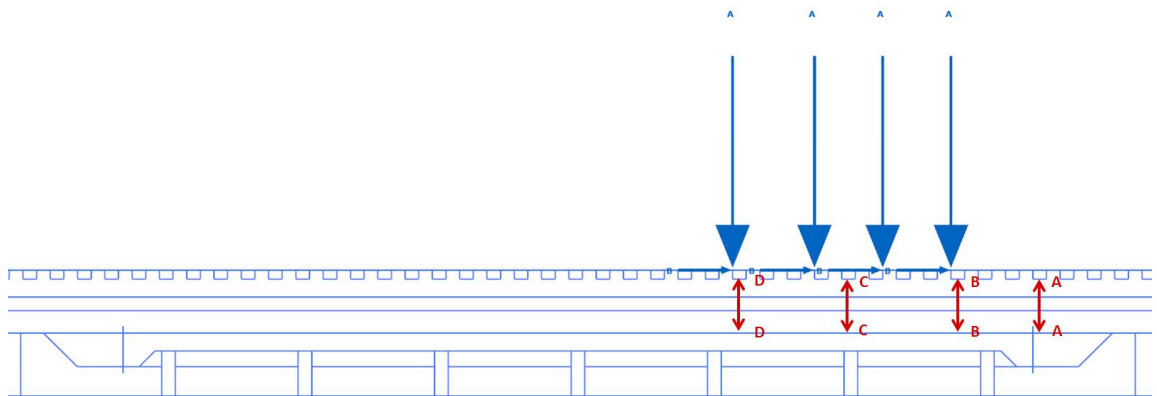
Selkeän ja tiivistetyn esityksen nimissä tämän työn teksti- ja liiteosioissa esitetään ensisijaisesti tuloksia mitoituskuormatarkasteluiden viimeisestä vaiheesta (vaihe 14). Muodonmuutosten osalta tähän viimeiseen vaiheeseen on mobilisoitunut kaikkien 14 vaiheen plastiset muodonmuutokset ja viimeisen vaiheen elastiset muodonmuutokset. Jännitysten osalta esitetyt tulokset näyttävät pääsääntöisesti ainoastaan viimeisessä vaiheessa vaikuttavan ulkoisen kuormituksen aiheuttaman jännitystilan, jossa pienempänä komponenttina on kuitenkin myös plastisten muodonmuutosten aiheuttamat jäännös-jännitystilat aikaisemmista kuormitusvaiheista.

Tämän kappaleen kuvaajissa on pääsääntöisesti jätetty erottelematta ohiajo- ja jarrutustarkastelut toisistaan, koska ainoastaan maan ja pengerlaatan vaakasiirtymien osalta saadaan selkeä ero tuloksissa. Sekä ohiajo- että jarrutustarkasteluiden siirtymä- ja jännitystulokset viimeisestä kuormitusvaiheesta (vaihe 14) on esitetty liitteissä.

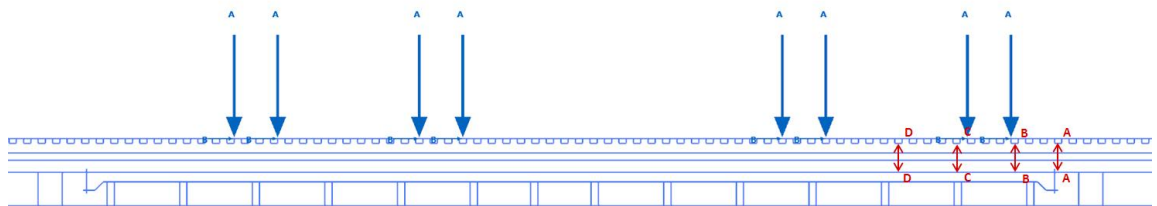
Pistekuormatarkastelut suoritettiin, jotta luotiin aluksi vertailukelpoinen ja mahdollisimman yksinkertainen referenssitulos, johon verrata monimutkaisempia mitoituskuormatarkasteluja. Pistekuormatarkasteluissa 20 m pitkän pengerlaatan keskelle asetettiin yhteen pisteeseen pysty- ja vaakakuorma. Pengerkorkeutta (1,4 m, 2,5 m ja 5,0 m) vaihdeltiin ja kokeiltiin sekä uuden että vanhan radan geometriaa matalalla penkereellä. Kahdeksaan pistekuormatarkasteluun kuului neljä ohiajotarkastelua ja neljä jarrutustarkastelua.

Mitoituskuormatarkasteluissa siirtymä- ja jännitystulokset on poimittu viimeisestä kuormitusvaiheesta (vaihe 14), jossa juna on aivan pengerlaatan oikeassa päässä. Viimeisessä kuormitusvaiheessa tuloksissa on mukana aikaisemmissa kuormitusvaiheissa mobilisoituneet jäännös-muodonmuutokset ja -jännitystilat. Näin tulokset edustavat kvasi-dynaamista tarkastelua, jossa on huomioitu ajan suhteen liikkuva juna. Tuloksia on tutkittu neljästä eri poikkileikkauksesta (A-A, B-B, C-C ja D-D) sekä pituusleikkauksesta pengerlaatan yläpinnan tasosta (*Kuva 8-1, Kuva 8-2, Kuva 8-3*).

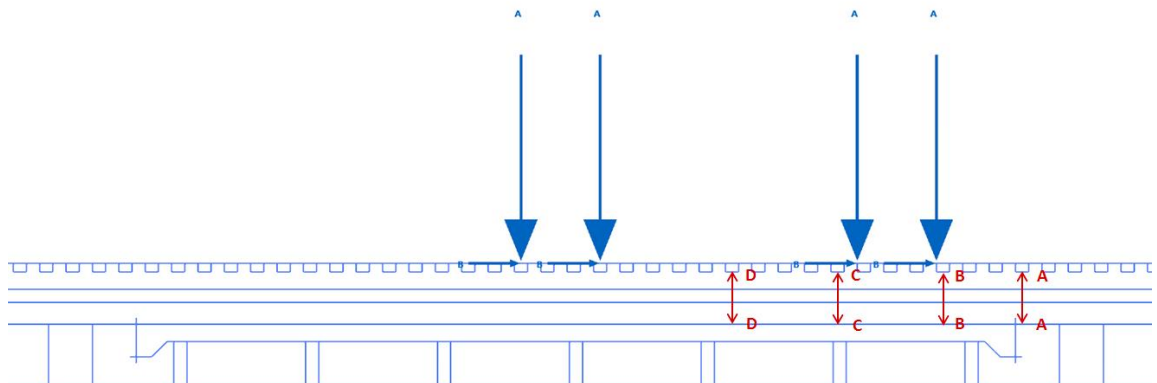
Esitettyjen tulosten perusteella määritetään pengerlaattaan vaikuttavan vaakavoima (*Kappale 8.5.2 ja Liite 5*) ja pengerlaatan päässä vaikuttavan kuvitteellisen pohjamaan vaakajousen alustaluku (*Kappale 8.6*).



**Kuva 8-1.** Poikkileikkaukset A-A, B-B, C-C ja D-D geometriatarkasteluissa 5, 6, 7, 8, 9 ja 13, joissa on LM71-35-kuormakaavio joko nauhakuormien kanssa tai ilman.



**Kuva 8-2.** Poikkileikkaukset A-A, B-B, C-C ja D-D geometriatarkastelussa 10, jossa on kolme E4-kuormaakaaviota (ensimmäinen E4-kuormakaavio on kuvan ulkopuolella vasemmalla).



**Kuva 8-3.** Poikkileikkaukset A-A, B-B, C-C ja D-D geometriatarkasteluissa 11 ja 12, joissa on E4-kuormakaavio.

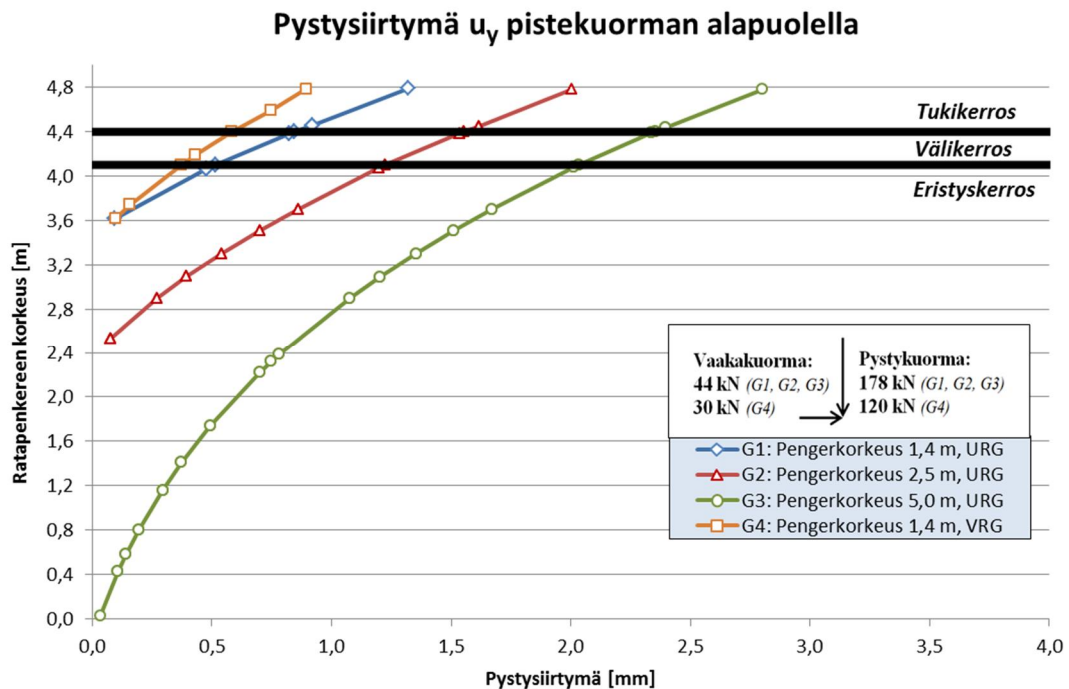


## 8.2 Pystysiirtymä

### 8.2.1 Pistekuormat

RATO 3 [Liikennevirasto 2014b] määrittää ohjearvot sallitulle pystysuuntaiselle palautuvalle painumalle sekä olemassa olevalle että uudelle maanvaraisesti perustetulle radalle. Tämän mallinnuksen pistekuormatarkasteluissa Geometriat 1, 2 ja 3 (G1, G2, G3) edustavat uutta rataa ja Geometria 4 (G4) vanhaa, olemassa olevaa ratarakennetta pengerlaatan perustamistason alapuolella. Uudelle radalle ratapölkystä mitattava pystysuuntainen palautuva painuma tulee olla vähintään 1 mm ja enintään 3 mm. Vanhalle radalle pystysiirtymän (tai painuman, jos liike on alaspäin) minimiarvo on 1 mm ja maksimiarvo on 10 mm [Liikennevirasto 2014b].

Kuvaajasta (Kuva 8-4) nähdään, että mallinnuksen pistekuormatarkasteluissa pystysiirtymä eli painuma pysyy uuden radan geometrian kohdalla ohjearvorajojen sisällä. Uusilla radoilla (G1, G2, G3) (URG) maksimipystysiirtymä on 1,3 mm, 2,0 mm ja 2,8 mm ratapölkyn alapinnan tasossa, kun ratapenkereen korkeus on 1,4 m, 2,5 m ja 5,0 m. Vanhan radan kohdalla (G4) (VRG) maksimipystysiirtymä on 0,9 mm, kun ratapenkereen korkeus on 1,4 m. Kuvaajassa (Kuva 8-4) y-akseli edustaa ratapenkereen korkeutta pengerlaatan pinnasta ylöspäin, kun käytetään 5,0 m korkeaa ratapengertä akselin mitta-asteikon lähtökohtana. Käyrien ylimmät arvot on mitattu ratapölkyn alapinnan tasossa, ei kiskon tasossa.



**Kuva 8-4.** Pistekuorman aikaansaama pystysiirtymä suoraan kuormituspisteen alla. Tuloksissa on mukana jarrutuskkuorma, joka ei vaikuttanut pystysiirtymien suuruuteen.

Geometrioiden G1 ja G4 ainoa ero on pohjamaa, joka on G1:ssä mursketta (HS-mallin  $E_{50}^{ref} = 230$  MPa) sekä kuivakuorisavea (HS-mallin  $E_{50}^{ref} = 10$  MPa) ja G4:ssä hiekkais-ta vanhaa eristyskerrosta (HS-mallin  $E_{50}^{ref} = 100$  MPa). Jäykkä pengerlaatta tasoittaa siirtymäeroa G1:n ja G4:n välillä ja toisaalta kaikissa tarkastelutapauksissa vähentää huomattavasti pohjamaan vaikutusta tuloksiin.



Vinter [2015] on tutkinut Plaxis 2D- ja 3D-ohjelmilla työssään pohjamaan vaikutusta ratapenkereen muodonmuutoksiin ja jännityksiin. Vinterin 2D-rakennemalli on poikkileikkaus, kun tässä työssä se on pituusleikkaus, mutta radan maarakennekerrokset ovat mitoiltaan ja arvoiltaan hyvin vertailukelpoiset tähän työhön nähden. Vinterin työssä ei ole pengerlaattaa, vaan ratapenger lepää suoraan pohjamaan varassa. Pehmeikköä edustavan lineaarisesti elastisen pohjamaan jäykkyysparametria  $E$  vaihdeltiin arvojen 3 MPa, 50 MPa ja 200 MPa välillä. Pystysiirtymän osalta havainto oli, että mitä suurempi pohjamaan jäykkyys oli, sitä pienempi sekä pystysiirtymän absoluuttinen arvo että suhteellinen arvovaihtelu olivat (Taulukko 8-1). Toinen havainto oli, että 3D-geometrioissa siirtymät olivat pienempiä kuin 2D-tarkasteluissa, mutta jäykempi pohjamaa johti pienempiin eroihin näiden kahden välillä.

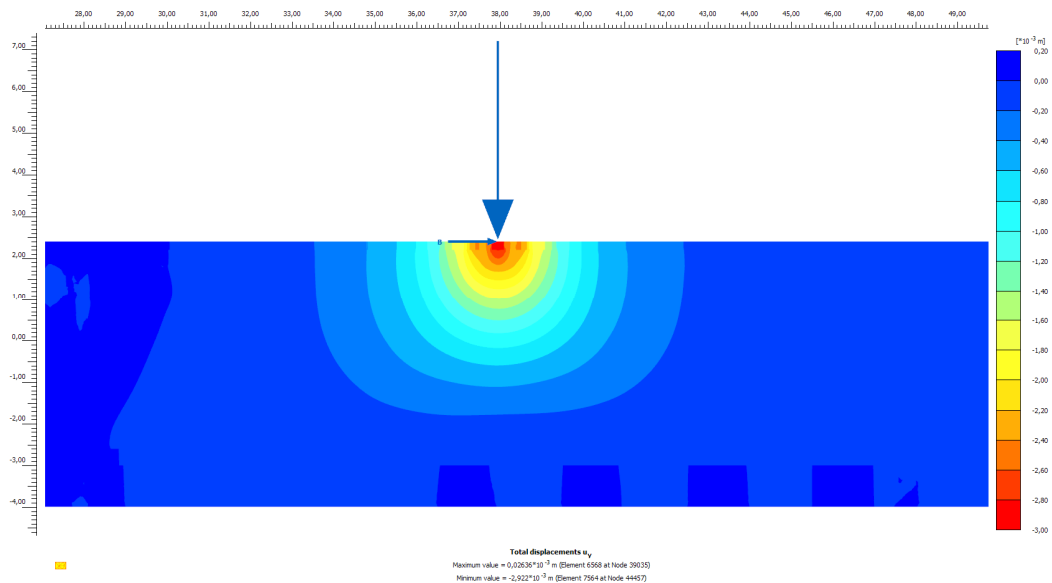
**Taulukko 8-1.** Ratapölkyn hetkellinen pystysiirtymä [mm] Vinterin rakennemalleissa [2015]. 2D-laskennoissa radan poikkileikkaus. Kuormituksena E4: 3D-malleissa 125 kN pistekuormat ja 2D-malleissa redusoidut viivakuormat 463 kN/m<sup>2</sup>.

Pengerkorkeus	Pohjamaan moduuli	3D-laskenta			2D-laskenta		
		Vertailu	P86	P90	Vertailu	P86	P90
1,6 m	3 MPa	17,24	18,88	21,30	-	42,31	42,19
	50 MPa	2,34	2,77	2,78	3,17	3,58	3,55
	200 MPa	1,11	1,47	1,46	1,19	1,51	1,48
4,6 m	3 MPa	7,78	10,04	9,94	22,50	30,69	30,56
	50 MPa	1,9	3,10	3,07	2,82	6,09	5,92
	200 MPa	1,36	2,36	2,24	1,57	4,60	4,37

Tässä työssä radan maarakennekerrokset lepäävät erittäin jäykän lineaarisesti elastisen pengerlaatan varassa ( $E = 30\,000$  MPa). Näin ollen Vinterin työn havaintojen perusteella voidaan olettaa, että tässä työssä saadut siirtymätulokset 2D-geometriasta ovat varsin lähellä 3D-todellisuutta, mutta jonkin verran suuremmat.

Suurimmat pystysiirtymät tapahtuvat ratapölkyn alapinnan tasossa ja pystysiirtymät ovat luonnollisesti sitä suuremmat mitä korkeampi ratapenger on (Kuva 8-5). Ratapenkereen korkeuden kaksinkertaistaminen näyttää näiden tulosten valossa lisäävän maksimipystysiirtymää karkeasti noin 1 mm. Siirtymäkäyrät vaikuttavat myös olevan lineaarisia erityserroksen yläosaan saakka, joten muiden pengerkorkeuksien pystysiirtymäjakaumien interpoloiminen näiden tulosten perusteella on mahdollista. Kuvaajan tulokset edustavat elastisen ja plastisen muodonmuutoksen summaa.

Pistekuormatarkasteluissa jarrukuormalla ei ollut merkittävää vaikutusta pystysiirtymän suuruuteen – siirtymäpolut olivat käytännössä samat ohiajon ja jarrutuksen välillä jokaisessa geometriassa (Liite 1). Junakuorma oli selkeästi hallitsevampi tekijä kuin jarrutuskuorma.



**Kuva 8-5.** Pistekuorman aikaansaama pystysiirtymä Geometriassa 4, kun penkereen korkeus on 5,0 m. Skaala: 0 (sininen)...3,0 mm (punainen).

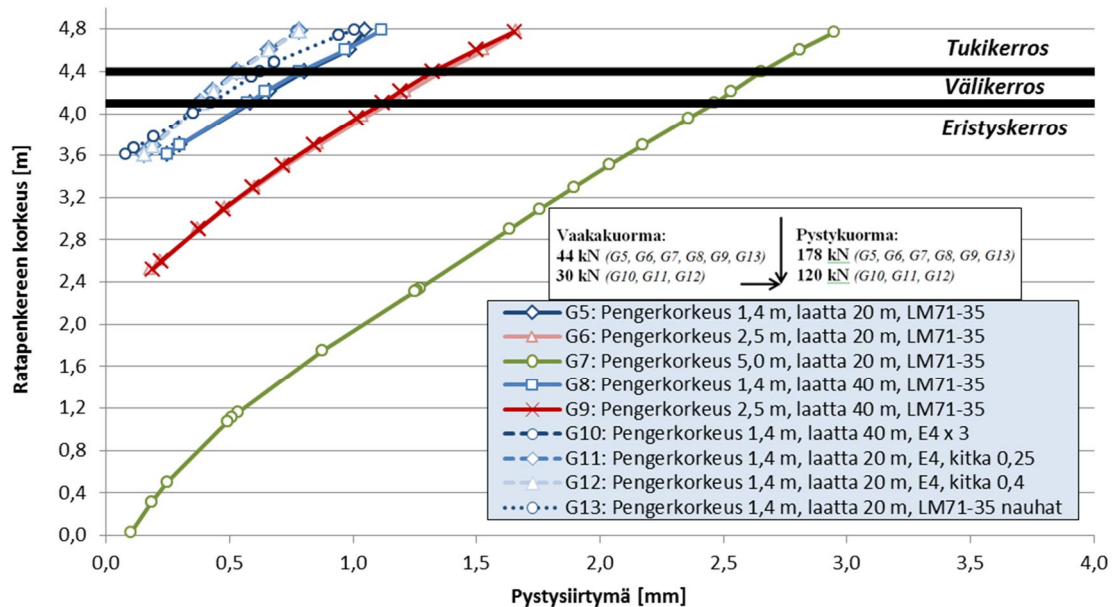
## 8.2.2 Mitoituskuormat

Mitoituskuormatarkasteluiden tuloksia viimeisestä kuormitusvaiheesta (vaihe 14) tutkittiin neljässä poikkileikkauksessa (A-A, B-B, C-C ja D-D) sekä pengerlaatan yläpinnan tason pituusleikkauksessa (*Kuva 8-1, Kuva 8-2, Kuva 8-3*). Kaikkien poikkileikkausten tulokset on esitetty liitteissä. Tässä kappaleessa on esitetty pääsääntöisesti ainoastaan poikkileikkaus B-B, joka sijaitsee oikeanpuoleisimman pistekuorman alapuolella kaikissa tarkastelutapauksissa. Poikkileikkaus B-B antaa hieman pienempiä siirtymiä kuin poikkileikkaus C-C. Poikkileikkaus A-A antaa muista poikkeavia tuloksia, koska se on pohjamaan päällä ja poikkileikkaus D-D ei anna edustavia tuloksia E4-kuormitustapauksista ollenkaan, koska tarkastelusuora osuu telien väliin kauas kuormituspisteistä.

Ratapolkyn alapinnasta mitatut pystysiirtymän maksimiarvot (*Kuva 8-6*) vastaavat tarkasti pistekuormatarkasteluista saatuja referenssiarvoja (*Taulukko 8-2*). Mitoituskuormatarkasteluissa pystysiirtymä on 1,4 m korkealle ratapenkereelle 0,8 – 1,1 mm, 2,5 m korkealle ratapenkereelle 1,7 mm ja 5,0 m korkealle ratapenkereelle 2,8 mm. Pienemmillä E4-kuormituksilla ja vanhan radan geometrialla pystysiirtymä jää 0,8 mm:iin, joka on alle RATO 3:n [Liikennevirasto 2014b] vanhoille radoille ohjeistaman arvovälin eli 1 – 10 mm. Ohjearvoväli uusille radoille eli 1 – 3 mm täyttyy tämän työn LM71-35 –kuormituksilla ja uuden radan geometrialla.

Geometriamatriisin tuloksista voi tehdä johtopäätöksiä pystysiirtymän osalta. Kuvaajasta (*Kuva 8-6*) huomataan, että pengerlaatan pituudella (G5 vs G8, G6 vs G9) ei ymmärrettävästi ole vaikutusta. Jarrukuorman määrällä (G11 vs G12) ei ole vaikutusta, koska pystykuorma on hallitseva kuormitustekijä kokoluokaltaan. LM71-35 –kuormituksessa nauhakuormilla ei ole erityisen suurta vaikutusta (G5 vs G13) – ilman nauhakuormia pystysiirtymä on vain noin 0,1 mm suurempi. Ulkoisen kuormituksen suuruudella (LM71-35 vs E4) on vain vähäinen merkitys verrattuna esimerkiksi pohjamaan jäykkyyden vaikutukseen tuloksissa (*Taulukko 8-1*).

**Pystysiirtymä  $u_y$  mitoituskuormatarkasteluissa junan ensimmäisen akselin alla (B-B)**



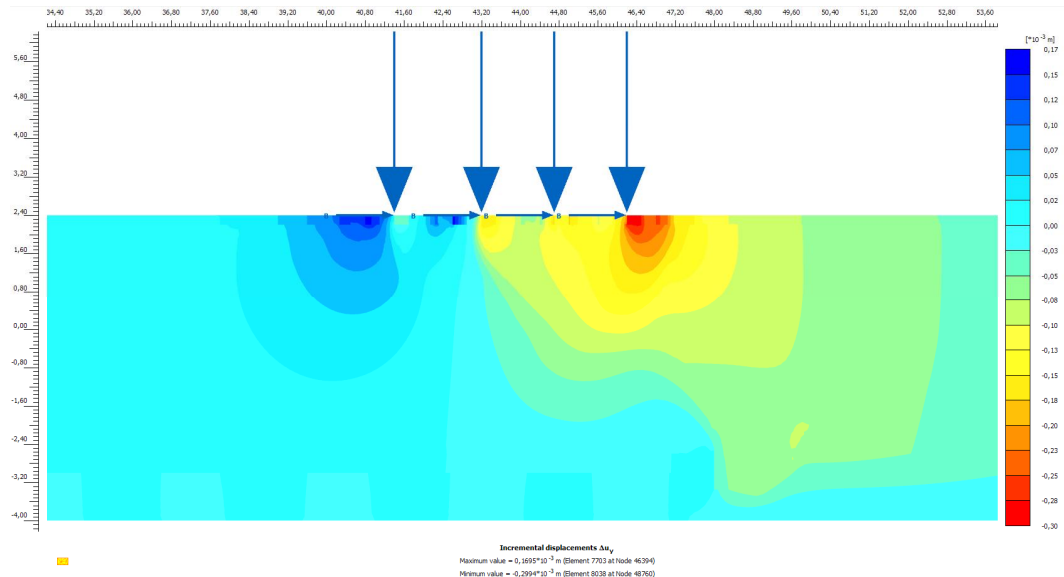
**Kuva 8-6.** Mitoituskuormien aikaansaama pystysuuntaa mittaus suoralla B-B. Jarrutuskuorma ei vaikuttanut pystysuuntaa suuruuteen.

**Taulukko 8-2.** Ratapölkyn alapinnasta mitattu maksimipystysuunta [mm].

		Pengerkorkeus		
		1,4 m	2,5 m	5,0 m
Geometria	1	1,3		
	2		2,0	
	3			2,8
	4	0,9		
	5	1,1		
	6		1,7	
	7			3,0
	8	1,1		
	9		1,7	
	10	0,8		
	11	0,8		
	12	0,8		
	13	1,0		

Työn liitteissä pystysuunta esitetään inkrementaalisen pystysuuntaa (Kuva 8-7), joka kertoo kuinka suuren pystysuuntaa viimeinen kuormitusvaihe (vaihe 14) lisää kokonaispystysuuntaa, joka kattaa puolestaan kaikki 14 kuormitusvaihetta. Koska ensimmäiset kuormitusvaiheet tapahtuvat pohjamaan päällä ilman pengerlaatan tukea,

suurimmat kokonaispainumat tapahtuvat pengerlaatan ulkopuolella. Kokonaispainuma-kuvaajissa tämä ilmenee siten, että värikkäimmät punaiset alueet ovat pengerlaatan ulkopuolella. On erittäin hankala saada tässä samassa skaalassa värieroja esille pengerlaatan päällä tapahtuvien pienempien pystysiirtymäerojen havainnollistamiseksi. Ne ovat kuitenkin työn kannalta oleellisempia. Tästä syystä värilliset pysty- ja vaakasiirtymäkuvat esitetään inkrementaalisina siirtyminä.



**Kuva 8-7.** Mitoituskuorman aikaansaama inkrementaalinen pystysiirtymä Geometrias-  
sa 7b, kun penkereen korkeus on 5,0 m. Skaala: 0,17 (sininen)...0,30 mm (punainen).

## 8.3 Vaakasiirtymä

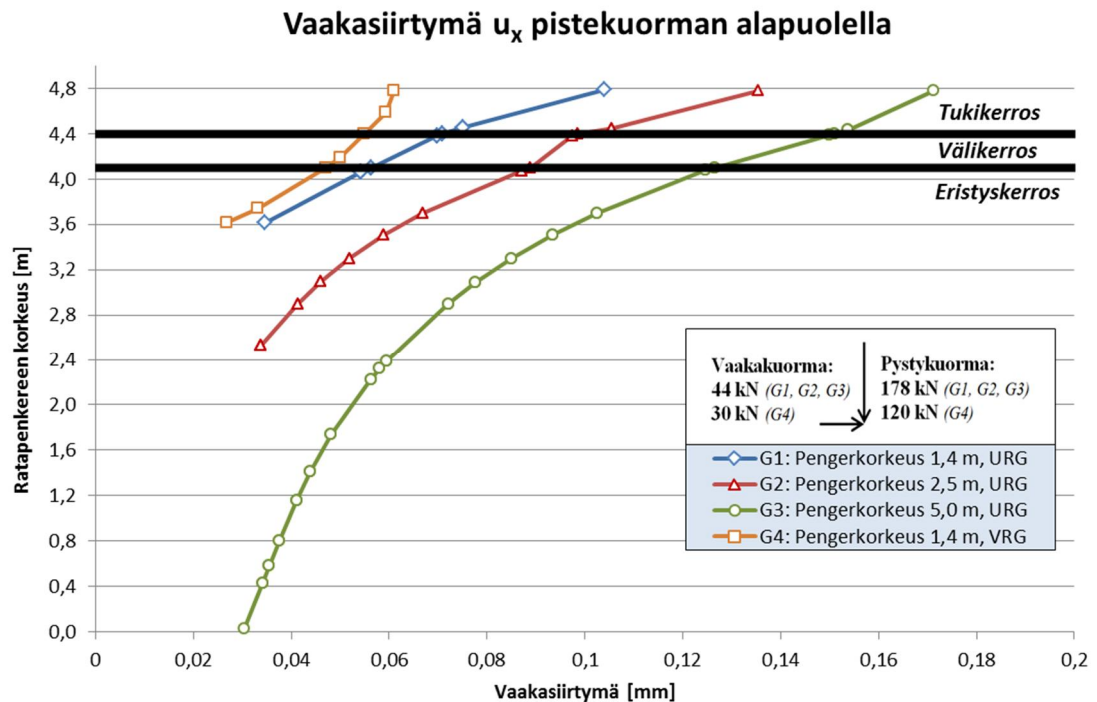
### 8.3.1 Pistekuormat

Sallitulle vaakasiirtymälle on käyttörajatilassa useita eri ohjearvoja, jotka pätevät siltojen kansirakenteisiin. Pehmeiköllä oleville pengerlaatoille tai tukikerrokselle ei ole erikseen raja-arvoja. NCC1:n mukaan tiesillä jarrukuorman aiheuttama päällysrakenteen laskennallinen vaakasiirtymä saa olla enintään 20 mm. Rautatiesiltojen kohdalla vaatimukset ovat kuitenkin tiukemmat. Veto- tai jarrukuormasta aiheutuva kannen pään kimmainen vaakasiirtymä saa olla enintään 10 mm (5 mm suhteessa maatukeen tai toiseen kanteen). Sillan kannen pään vaakasiirtymä pystysuorasta junakuormasta saa olla 8 mm. [Liikennevirasto 2014a]

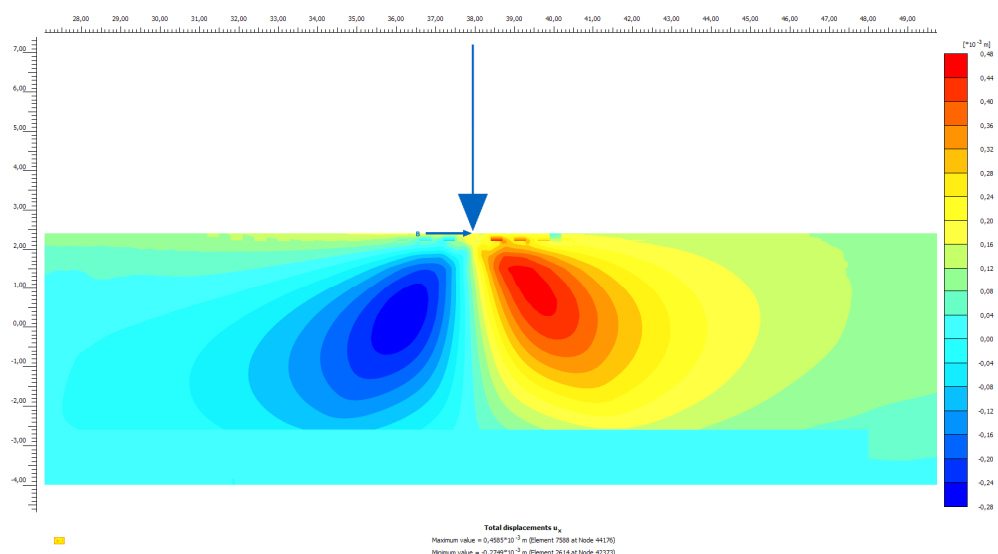
Kuvaajassa (Kuva 8-8) esitetty pistekuormatarkasteluiden vaakasiirtymäjakauma antaa olettaa, että vaakasiirtymä yhden kuormituskerran jälkeen on 0,06 – 0,17 mm. Tämä tulos ei kuitenkaan anna täydellistä kuvaa vaakasiirtymän suuruudesta. On huomioitava, että tarkastelu suora on suoraan pistekuorman alapuolella, jossa vaakasiirtymä on selvästi pienempi kuin pistekuormatason vieressä (Kuva 8-9).

Vaakasiirtymäkartasta (Kuva 8-9) nähdään, että maksimivaikasiirtymä saa arvon 0,46 mm pistekuormien oikealla puolella G4:ssä. Vasemmalla puolella vaakasiirtymä on enimmillään 0,27 mm toiseen suuntaan. Vaikasiirtymäkeskittymä on molemmilla puolilla tuki- ja välikerroksessa. Ilman jarrukuormaa vaakasiirtymä on pistekuorman

molemmiin puolin symmetrinen, mutta jarrukuorman lisääminen luo epäkeskisyyttä, joka näkyy vaakasiirtymäkartassa (Kuva 8-9) ja -arvoissa. Liitteen 2 vaakasiirtymäkartoista voidaan määrittää pistekuormatapuoksille G1-G4 todelliset vaakasiirtymän maksimiarvot (Taulukko 8-3), jotka ovat väliltä 0,21 – 0,46 mm. Taulukon kaksi arvoa kertovat epäkeskisyyden laajuuden – vasemman puoleinen arvo kertoo vaakasiirtymän maksimin pistekuorman vasemmalla puolella ja oikean puoleinen arvo vaakasiirtymän maksimin pistekuorman oikealla puolella.

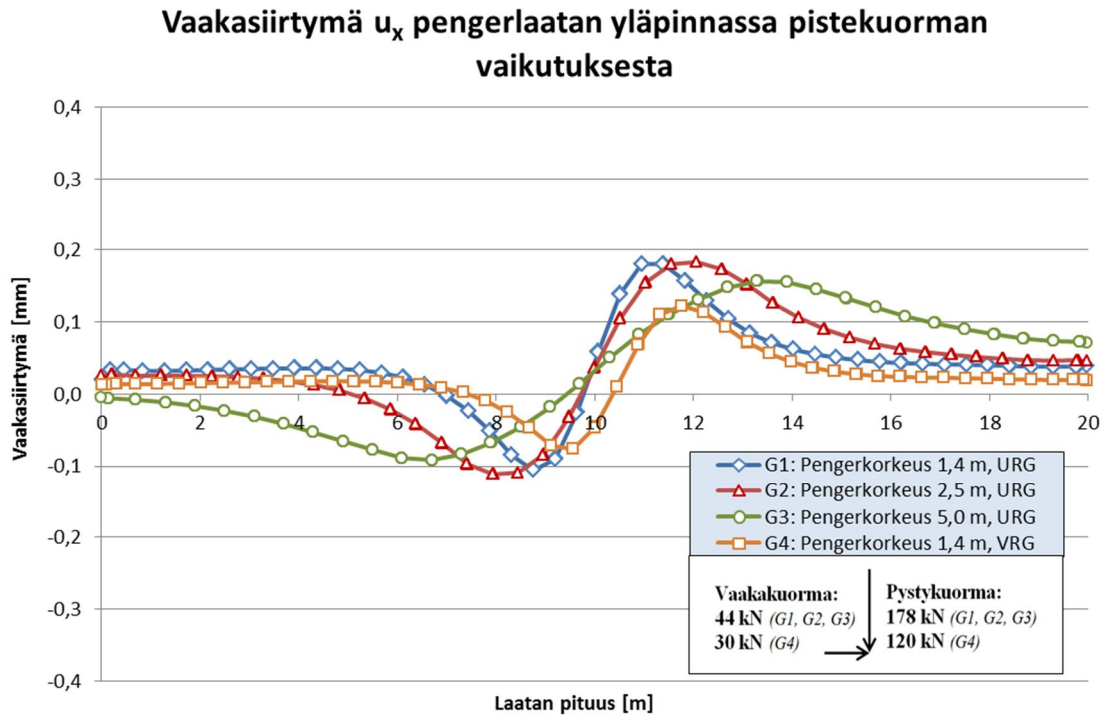


**Kuva 8-8.** Pistekuorman aikaansaama vaakasiirtymä suoraan kuormituspisteen alla. Tuloksissa on mukana jarrutuskuorma, joka ei vaikuttanut vaakasiirtymien suuruuteen. Nämä tulokset eivät edusta vaakasiirtymän maksimi-arvoja rakennemallissa (kts. teksti).



**Kuva 8-9.** Pistekuorman aikaansaama vaakasiirtymä Geometriassa 4, kun penkereen korkeus on 5,0 m. Skaala: -0,28 (sininen)...0,48 mm (punainen).

Vaakasiirtymä penglerlaatan yläpinnan tasossa on enintään 0,18 mm ja se saavutetaan johdonmukaisesti 1-2 m kuormitustason vieressä (Kuva 8-10). Jarrutuskuorman aiheuttama epäkeskisyys näkyy myös näissä tuloksissa. Negatiivinen vaakasiirtymä kuvaajassa puolestaan tarkoittaa siirtymää vastakkaiseen suuntaan eli vasemmalle päin rakenne-mallissa.



**Kuva 8-10.** Pistekuorman aikaansaama vaakasiirtymä penglerlaatan yläpinnan tasossa. Tuloksissa on mukana jarrutuskuorma, joka ei vaikuttanut vaakasiirtymien suuruuteen.

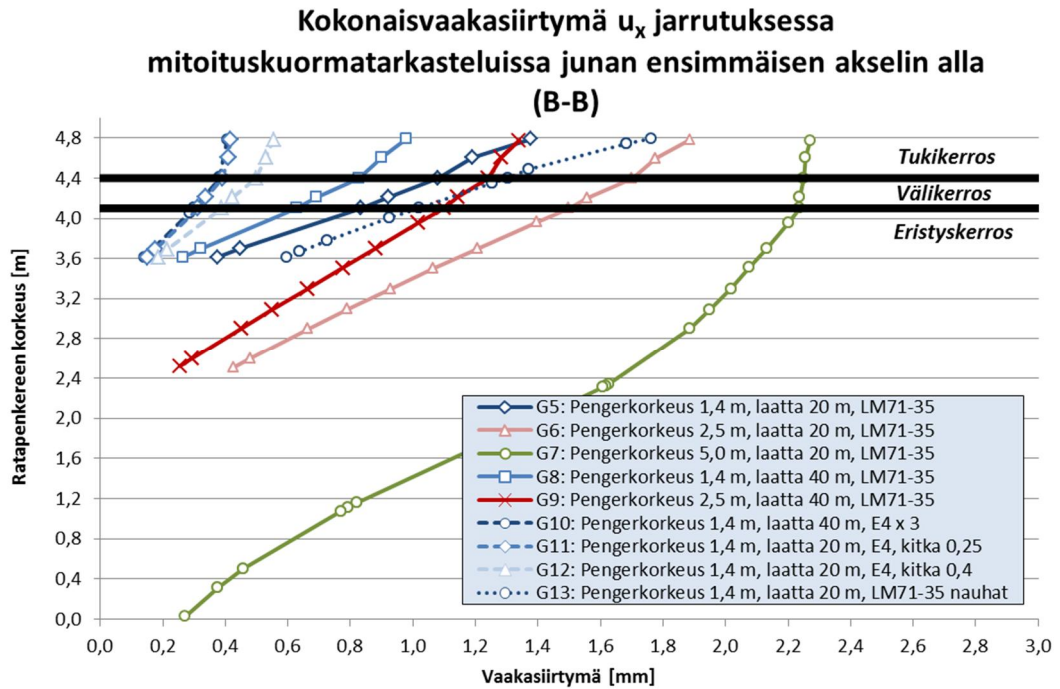
### 8.3.2 Mitoituskuormat

Kuvaajassa (Kuva 8-11) on esitetty radan maarakennekerrosten kokonaisvaakasiirtymä ensimmäisen akselin alapuolella poikkileikkauksessa B-B, kun juna jarruttaa. Mukana on sekä juna- että jarrukuorman aiheuttama vaakasiirtymä. Yksinomaan pystysuora junakuorma nimittäin aiheuttaa merkittäviä vaakasiirtymiä maakerroksissa. Vaakasiirtymät saavuttavat maksiminsa ratapölkyn alapinnassa, jossa ratapölkky pyrkii leikkautumaan tukikerroksesta. Tässä kohtaa mitatut maksimivaakasiirtymät ovat 0,41 – 2,27 mm.

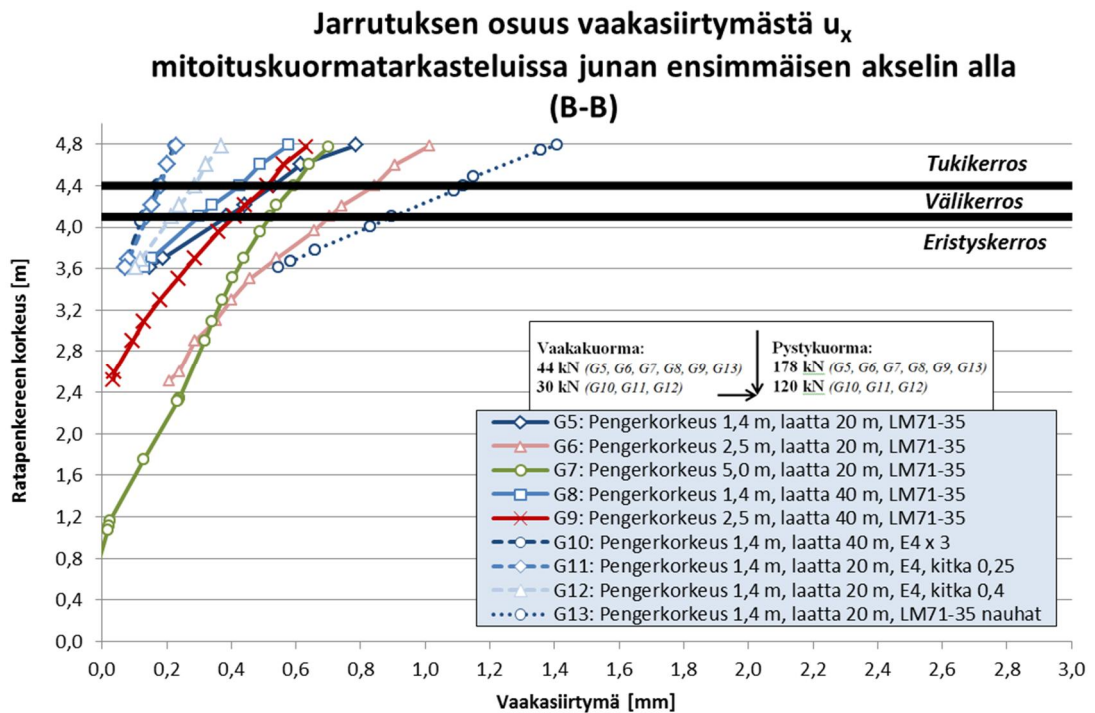
Seuraavassa kuvaajassa (Kuva 8-12) on esitetty kuinka suuri osa kokonaisvaakasiirtymästä aiheutuu ainoastaan vaakasuuntaisesta jarrukuormasta. Näitä kahta kuvaajaa tarkastelemalla ja vertailemalla saadaan käsitys niistä rakenne-elementeistä, jotka vaikuttavat tuloksiin.

5,0 m korkeassa ratapenkereessä (G7) jarrukuorma ei aiheuta vaakasiirtymää penglerlaatan pinnalla, mikä on todennettavissa myös myöhemmin penglerlaatan yläpinnan pituusleikkauksista (Kuva 8-13, Kuva 8-14).





**Kuva 8-11.** Mitoituskuormien aikaansaama vaakasiirtymä jarrutuksessa mittaussuoral-la B-B.



**Kuva 8-12.** Jarrutuksen aikaansaama osuus mitoituskuormien vaakasiirtymästä mitta-ussuoralla B-B.

Pengerlaatan pituudella näyttäisi olevan vaikutus (G5 vs G8, G6 vs G9), joka realisoituu lähes kokonaan jarrukuormasta – ilman jarrukuormaa pengerlaatan pituudella ei olisi vaikutusta vaakasiirtymiin. Kun ratapenger on 1,4 m korkea (G5 vs G8), pengerlaatan pituuden kaksinkertaistaminen vähentää vaakasiirtymää 0,1 – 0,2 mm. Kun ratapenger

on 2,5 m korkea (G6 vs G9), pengerialaan pituuden kaksinkertaistaminen vähentää vaakasiirtymää 0,2 – 0,4 mm. Tämän voi tulkita tarkoittavan sitä, että vaakasiirtymän suuruusluokka määräytyy ennen kaikkea pengerialaan tasossa. Koko maamassa liikkuu vaakasuunnassa samassa suhteessa sen mukaan miten tukeva alusta on. Kun pengeriala- ta on vain 20 m pitkä, suurempi osa radan rakennekerrosten alustaa on pohjamaata, jon- ka muodonmuutokset ovat luonnollisesti pengerialaataa suuremmat. Jarrukuorman li- sääminen tuo eron esiin, koska vaakakuorma luo epäkeskisyyden, joka ulottaa vaakasiirtymän radan pituussuunnassa pidemmälle.

Todellisia junakuormia vastaavien E4-kuormituksien kohdalla (G10, G11, G12) vaakasiirtymät ovat kaksi tai kolme kertaa pienemmät kuin LM71-35 -kuormituksilla (*Taulukko 8-3*). Jarrukuorman lisäys (G11 vs G12) hieman alle kaksinkertaistaa jarru- kuorman aiheuttaman vaakasiirtymän.

Nauhakuormien (G5 vs G13) vaakakomponentit jarrutuksessa muodostavat kokonais- vaakasiirtymän lähes kokonaan, mikä on ymmärrettävää, koska koko kiskon pituudelle on asetettu vaakakuormaa. Tästä johtuen vaakasiirtymä G13:ssa on mitoituskuormatar- kasteluissa omaa luokkaansa ratapengerkorkeus huomioon ottaen. Kun rataa kuormite- taan ainoastaan pystysuuntaisilla junakuormilla, vaakasiirtymä on noin 0,2 mm suurem- pi ilman nauhakuormia. Tämä johtunee siitä, että pistekuormien vieressä oleva nauha- kuorma painaa maata takaisin kohti pistekuormia ja näin vähentää vaakasiirtymää piste- kuormien alla poikkileikkauksessa B-B. Kun vaakasuuntaiset jarrukuormat lisätään, tilanteesta tulee päinvastainen ja vaakasiirtymä on 0,2 – 0,4 mm suurempi nauhakuor- mien kanssa.

**Taulukko 8-3.** Ratapölkyn alapinnasta mitattu maksimivaikasiirtymä [mm].

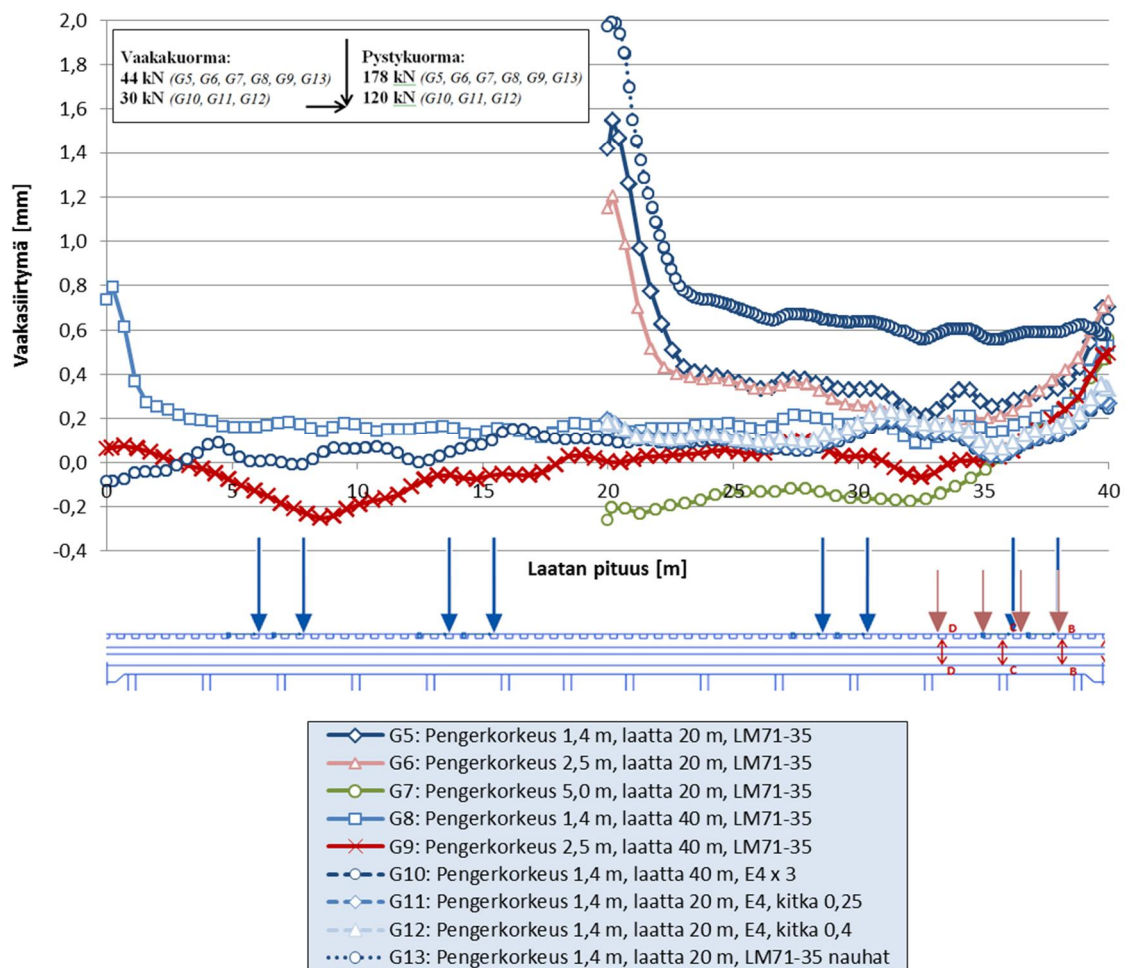
		Pengerkorkeus		
		1,4 m	2,5 m	5,0 m
Geometria	1	-0,17 / 0,33		
	2		-0,24 / 0,40	
	3			-0,27 / 0,46
	4	-0,12 / 0,21		
	5	1,38		
	6		1,89	
	7			2,27
	8	0,98		
	9		1,34	
	10	0,41		
	11	0,42		
	12	0,55		
	13	1,76		

Maan kokonaisvaikasiirtymä pengerialaan yläpinnan tasossa, kun juna jarruttaa, on esitetty alla kuvaajassa (*Kuva 8-13*). Jarrutuskuorman aiheuttama osuus tästä kokonais- vaakasiirtymästä on esitetty seuraavassa kuvaajassa (*Kuva 8-14*).



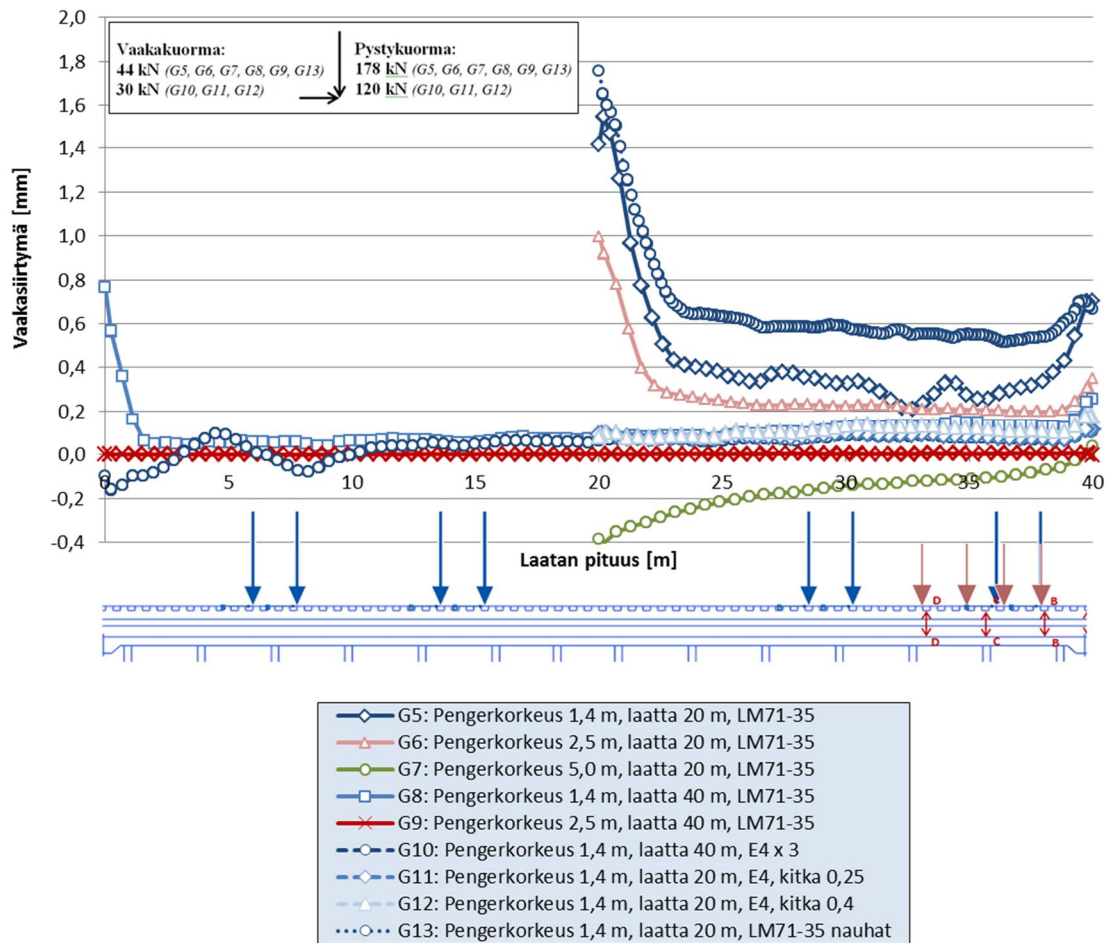
Kuvaajia tarkasteltaessa tulee huomioida, että samassa kuvaajassa on esitetty x-akselilla sekä 20 m että 40 m pitkä pengerlaatta. Kaikissa mitoituskuormatarkasteluissa viimeinen kuormitusvaihe (vaihe 14) päättyy aivan pengerlaatan oikeaan pätyyn eli näissä kuvaajissa x-akselilla 40 m:n kohdalle. Esitetyt vaakasiirtymätulokset ovat myös tästä viimeisestä kuormitusvaiheesta, joka summaa yhteen viimeisen kuormitusvaiheen elastiset siirtymät ja kaikkien 14 kuormitusvaiheen plastiset siirtymät. Kaikissa mitoituskuormatarkastelutapauksissa kuormitusvaiheet sijaitsevat samoilla etäisyyksillä toisistaan oli pengerlaatan pituus kumpi tahansa kahdesta vaihtoehdosta. Tästä syystä kun pengerlaatta on 40 m pitkä, pengerlaatan vasemmalta puolelta lähestyvä juna kuormittaa kiskoa kaksi kertaa pohjamaan päällä ennen kuin saapuu pengerlaatan päälle kolmannessa kuormitusvaiheessa. Kun pengerlaatta on 20 m pitkä, pengerlaatan vasemmalta puolelta lähestyvä juna kuormittaa kiskoa kuusi kertaa pohjamaan päällä ennen kuin saapuu pengerlaatan päälle seitsemännessä kuormitusvaiheessa. Tämä mallinnustekninen ero näkyy tuloksissa.

### Kokonaisvaakasiirtymä $u_x$ jarrutuksessa pengerlaatan yläpinnassa mitoituskuormatarkasteluissa



**Kuva 8-13.** Mitoituskuormien aikaansaama vaakasiirtymä pengerlaatan yläpinnan tasossa jarrutuksessa.

### Jarrutuksen osuus vaakasiirtymästä $u_x$ pengerlaatan yläpinnassa mitoituskuormatarkasteluissa



**Kuva 8-14.** Jarrutuksen aikaansaama osuus mitoituskuormien vaakasiirtymästä pengerlaatan yläpinnan tasossa.

Kuvaajista (Kuva 8-13, Kuva 8-14) näkee useita eri trendejä pengerlaatan yläpinnan tason vaakasiirtymästä. Vaakasiirtymää ei tapahdu junan liikkeen suuntaan 5,0 m korkean penkereen kohdalla (G7) – negatiivinen vaakasiirtymä tarkoittaa, että siirtymätila palautuu takaisin kohti alkutilaa.

Korkeat piikit pengerlaatan päässä johtuvat:

- vapaamman liikkeen sallivista *Interface*-elementeistä,
- maan liikkeestä pengerlaatan pään yli,
- pengerlaatan rajoitetusta pituudesta ja
- kuormitusvaiheiden sijoittelusta.

Erityisesti 20 m pitkien pengerlaattojen piikit vasemmassa päässä ja korkeampi vaakasiirtymä loppuosalla johtuvat pengerlaatan lyhyemmästä pituudesta ja kuormitusvaiheiden sijainnista kiskolla. Kun kaikki tekijät ovat muutoin samat, mutta pengerlaattaa pidennetään 40 m:iin (G5 vs G8, G6 vs G9), vaakasiirtymä on huomattavasti maltillisem-

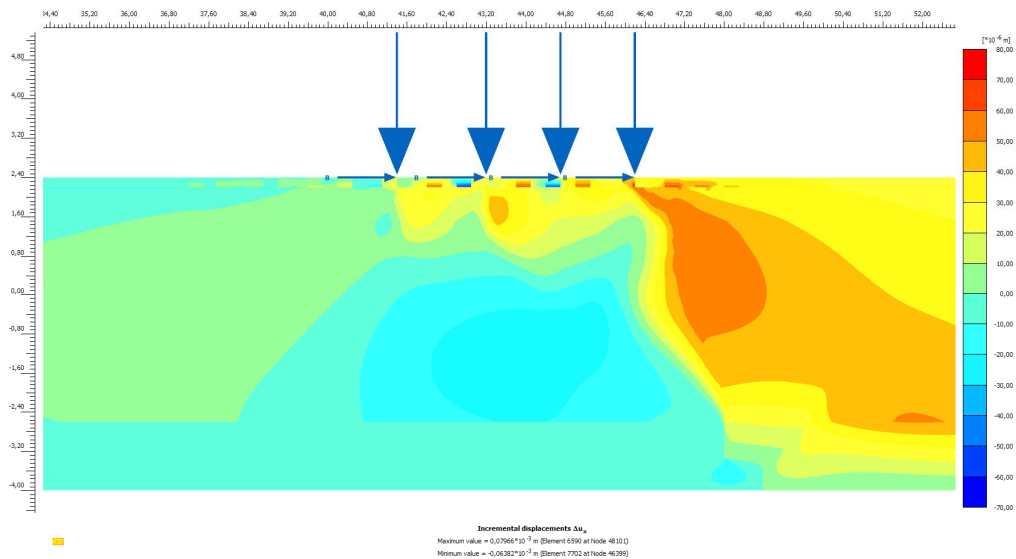
pi. Piikit ja korotetut arvot esiintyvät ainoastaan LM71-35 -kuormitustapauksissa, ei E4-tapauksissa.

Tulkinta on selkeä. Lyhyemmällä penglerlaatalla pohjamaan päällä olevat ensimmäiset kuormitusvaiheet työntävät penglerlaatan vasenta päätä sivulta jo ennen kuin kuorma saapuu penglerlaatan päälle. Tämä aiheuttaa varsinkin LM71-35 -kuormitustapauksissa (G5, G6, G13) suuria plastisia vaakasiirtymiä penglerlaatan päässä. Lyhyemmän penglerlaatan aiheuttama lisä vaakasiirtymään penglerlaatan yläpinnan tasossa on 0,2 – 0,3 mm.

Otetaan huomioon, että lyhyt penglerlaatta vaikuttaa tuloksiin tarkasteluissa G5 ja G6 ja jätetään ne huomioimatta mallinnusteknisistä syistä. Edustava maksimivaakasiirtymä penglerlaatan yläpinnan tasossa tarkasteluissa G7-G12 on siis oikeassa päässä 0,25 – 0,56 mm.

LM71-35 nauhakuormilla (G13) antaa kuvaajissa huomattavasti muita korkeammat tulokset, jotka koostuvat lähes yksinomaan jarrukuorman osuudesta. Tämä viittaa siihen, että lyhyt penglerlaatta ja ensimmäiset kuormitusvaiheet korottavat vaakasiirtymiä vielä enemmän kuin G5:n ja G6:n 0,2 – 0,3 mm. Kun tämän minimivähennyksen ottaa huomioon, G13:n edustava maksimivaakasiirtymä penglerlaatan oikeassa päässä sijoittuu G7-G12:n vaihteluvälin 0,25 – 0,56 mm ylärekisterin sisälle.

Vaakasiirtymäkuvat esitetään työn liitteissä inkrementaalisina siirtyminä (*esimerkiksi Kuva 8-15*) mallinnusteknisistä syistä, joita on käsitelty kappaleessa 8.2.2 pystysiirtymien osalta.

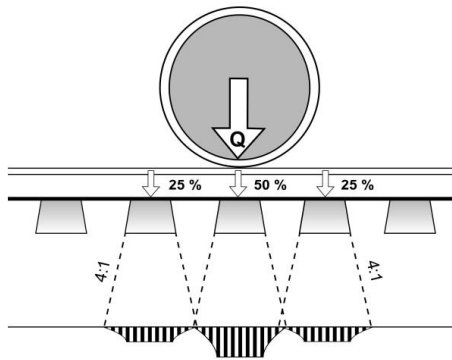


**Kuva 8-15.** Mitoituskuorman aikaansaama inkrementaalinen vaakasiirtymä Geometriassa 7b, kun penkereen korkeus on 5,0 m. Skaala: -0,07 (sininen)...0,08 mm (punainen).

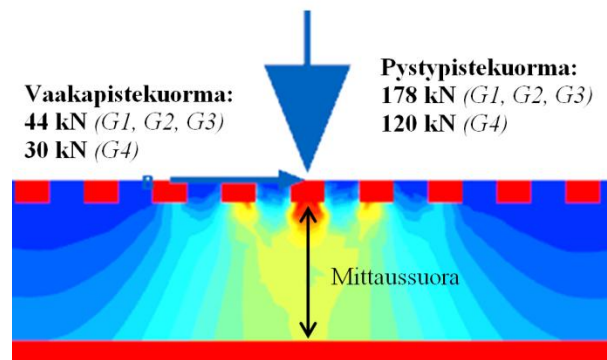
## 8.4 Pystyjännitys

### 8.4.1 Pistekuormat

RATO 3 [Liikennevirasto 2014] ohjeistaa olettamaan pystysuoran junakuorman jakaantumisen ratapölkkyjen kautta ratapenkereeseen tapahtuvan alla olevan kuvan mukaisesti (Kuva 8-16a). Tukikerroksessa kuorman voidaan olettaa jakaantuvan 4:1 kaltevuudessa ja muissa maakerroksissa 2:1 kaltevuudessa [Liikennevirasto 2014]. Tämän työn piste-kuormatarkasteluissa muodonmuutos- ja jännityskuvaajat muodostetaan suoraan piste-kuorman alapuolella olevalta tarkastelusuoralta (Kuva 8-16b).



**Kuva 8-16a.** Pystysuoran junakuorman jakaantuminen ratapölkkyistä ratapenkereeseen. [Liikennevirasto 2014]

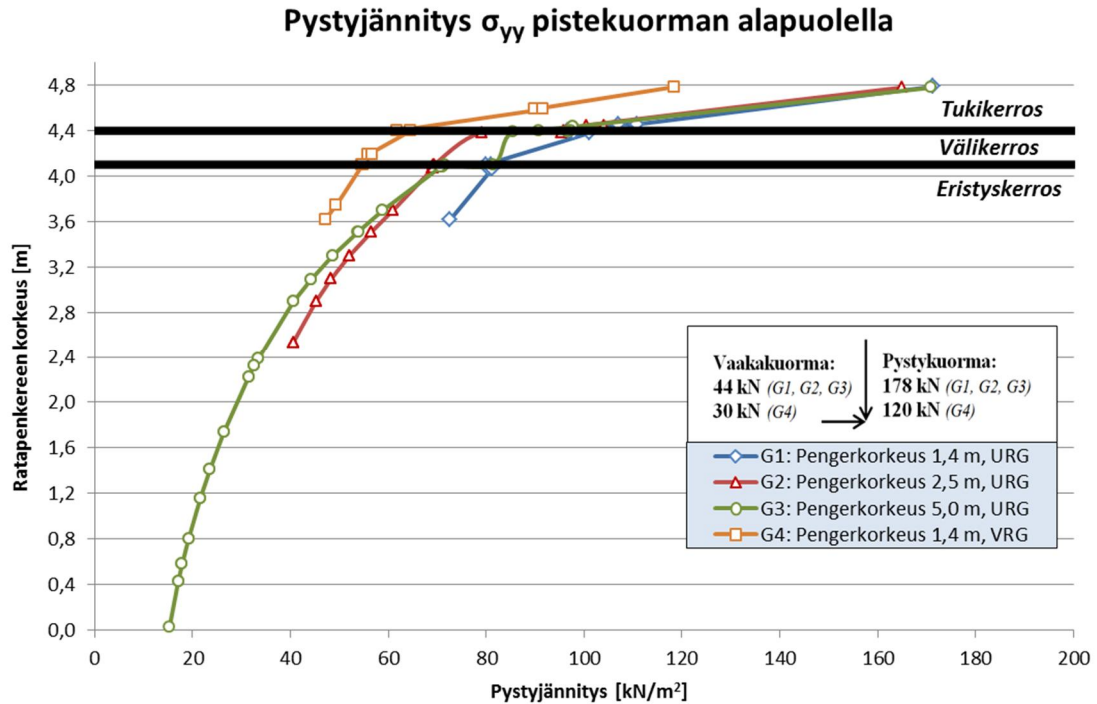


**Kuva 8-16b.** Mittaussuora tämän työn pistekuormatarkastelutapauksissa. Esimerkkikuva pystyjännitys jakauma G1b:ssä.

Kappaleessa 10 jännitystulokset esittävät ainoastaan ulkoisen kuormituksen aiheuttaman jännitystilän radan maarakennekerroksissa. Jännityskuvaajista on poistettu rakenteen omasta painosta johtuvat jännitystilat. Tämä on suoritettu laskemalla jännitystuloksien erotus viimeisen kuormitusvaiheen (vaihe 14) ja rakennusvaiheen II välillä (Kappale 7.3).

Kuvaajassa (Kuva 8-17) ensimmäinen huomio on pystyjännitysten lähtöarvot ratapölkyn alapinnan tasossa. LM71-35:n mukaisissa uuden radan geometrian tarkasteluissa G1, G2 ja G3 pystykuorma on 178 kN ja vaakakuorma on 44 kN. Näissä tarkasteluissa pystyjännityksen lähtötaso on 165 – 171 kN/m<sup>2</sup>. E4:n mukaisessa vanhan radan geometrian tarkastelussa G4 pystykuorma on 120 kN ja vaakakuorma on 30 kN. Tässä tarkastelussa pystyjännityksen lähtötaso on 119 kN/m<sup>2</sup>.

Pystyjännityksestä suurin osa vaimenee tukikerroksessa, jossa tapahtuu 55-76 % kaikesta pystyjännityksen vaimenemisesta (Kuva 8-17). Välikerroksessa pystyjännitys jakauma alkaa levitä laajemmalle alalle. Eristyskerroksen eri välikerrokset jakavat tehokkaasti jännitystä penglerlaatan koko pituudelle korkeammilla penkereillä – erityisesti 5,0 m korkean ratapenkereen kohdalla. Pystyjännityksen jakaantuminen eristyskerroksen välikerroksia pitkin molemmille sivuille on nähtävissä kuvaajasta ja kuvista (Kuva 8-18).



**Kuva 8-17.** Pistekuorman aikaansaama pystyjännitys suoraan kuormituspisteen alla. Tuloksissa on mukana jarrutuskuorma, joka ei vaikuttanut pystyjännitysten suuruuteen.

Kuvaajasta (Kuva 8-18) nähdään, että tarkastelussa G1 maksimipystyjännitys pengerlaatan pinnan tasossa on  $73 \text{ kN/m}^2$  ja se levittäytyy noin 2,5 m keskilinjaa molemmin puolin. Pengerkorkeus on 1,4 m (1,2 m ratapölkyn alapinnasta pengerlaatan yläpintaan) ja alkupystyjännitys  $171 \text{ kN/m}^2$  ratapölkyn alapinnan tasossa. Pystyjännitys jakautuu keskimmaisesta ratapölkystä pengerlaatan pinnalle siis kaltevuudessa 1:2.

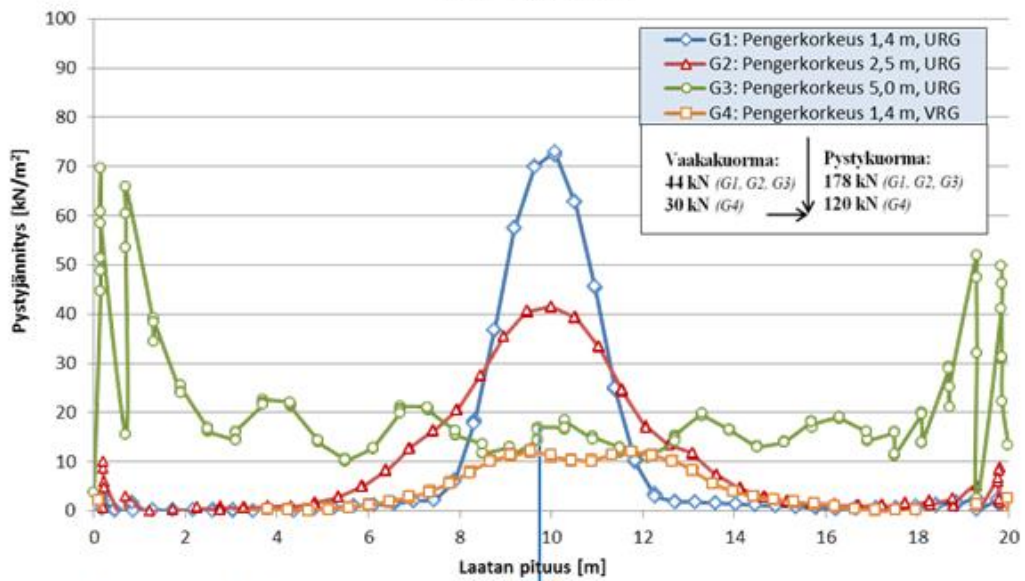
Tarkastelussa G2 maksimipystyjännitys pengerlaatan pinnan tasossa on  $42 \text{ kN/m}^2$  ja se levittäytyy noin 4,5 m keskilinjaa molemmin puolin. Pengerkorkeus on 2,5 m (2,3 m ratapölkyn alapinnasta pengerlaatan yläpintaan) ja alkupystyjännitys  $165 \text{ kN/m}^2$  ratapölkyn alapinnan tasossa. Pystyjännitys jakautuu keskimmaisesta ratapölkystä pengerlaatan pinnalle myös kaltevuudessa 1:2.

Kun G1:ssä ja G2:ssä pystyjännitys jakauma on keskittynyt pengerlaatan pinnalle suoraan kuormituspisteen alapuolelle, G3:ssä korkea penger (5,0 m) aiheuttaa pystyjännityksen hyvin tasaisen jakautumisen koko pengerlaatan pituudelle. Pystyjännitys on  $10\text{--}20 \text{ kN/m}^2$  pengerlaatan molempia päitä lukuun ottamatta, joissa vapaamman liikkeen sallivien ohjelman rakenne-elementtien takia (Kappale 6.4.3 ja Kappale 8.3.2) pystyjännityspiikki on  $50\text{--}70 \text{ kN/m}^2$ .

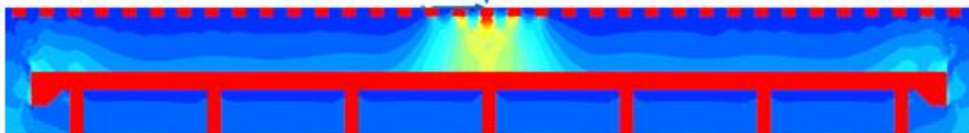
Pohjamaa vaikuttaa tuloksiin. Kun vertaa G1:n ja G4:n lähtökohtia, ainoa geometrinen ero on pohjamaa. G1:ssä on murskealuskerros sekä kuivakuorisavi ja G4:ssä hiekkainen vanha eristyskerros, mutta pengerlaatan ja kiskon väliset radan maarakennekerrokset ovat identtiset. G4:ssä pengerlaatan pinnan maksimipystyjännitys jää matalaan arvoon  $12 \text{ kN/m}^2$ . On siis selvää, että jännitystilaan pengerlaatan päällä vaikuttaa minkälaiset olosuhteet pengerlaatan sivuilla ja alla ovat.



Pystyjännitys  $\sigma_{yy}$  pengerlaatan yläpinnassa pistekuorman vaikutuksesta



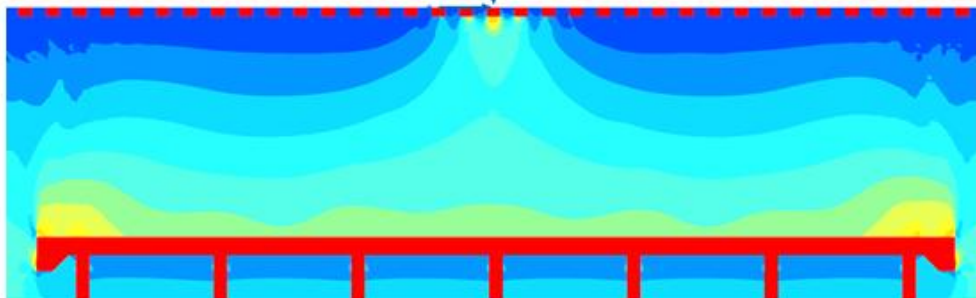
Geometria 1a/1b



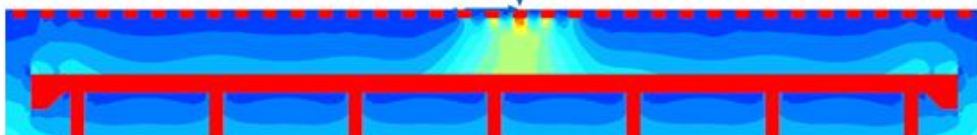
Geometria 2a/2b



Geometria 3a/3b



Geometria 4a/4b



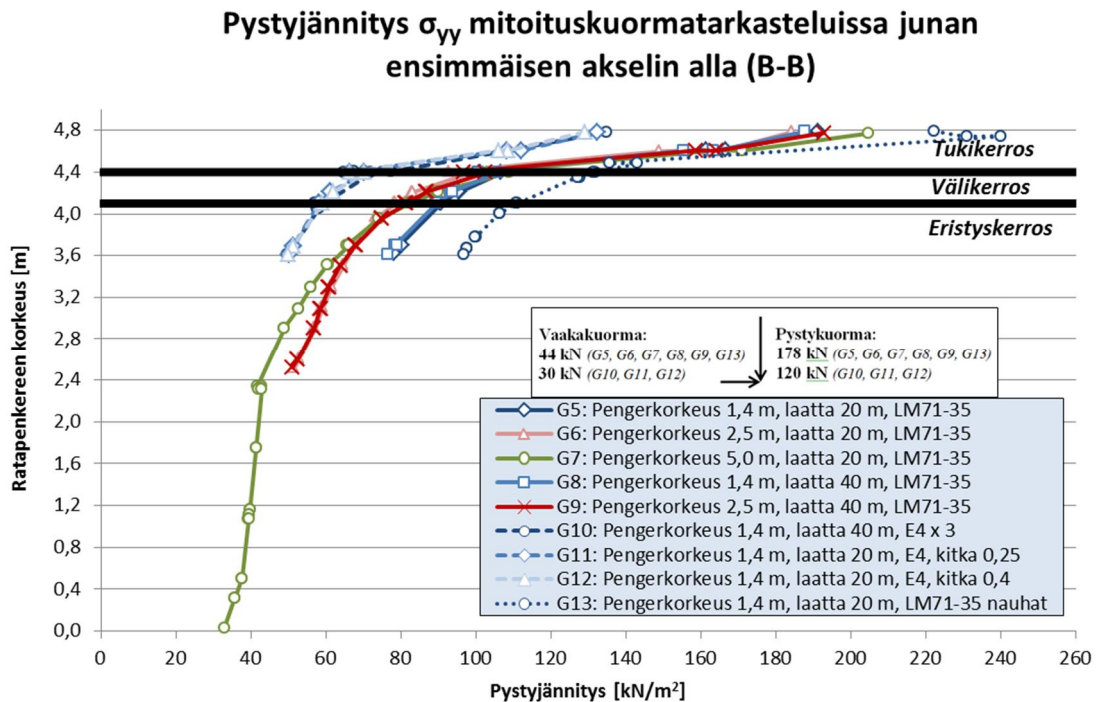
Kuva 8-18. Pistekuorman aikaansaama pystyjännitys pengerlaatan yläpinnan tasossa. Tuloksissa on mukana jarrutuskuorma, joka ei vaikuttanut pystyjännitysten suuruuteen.

## 8.4.2 Mitoituskuormat

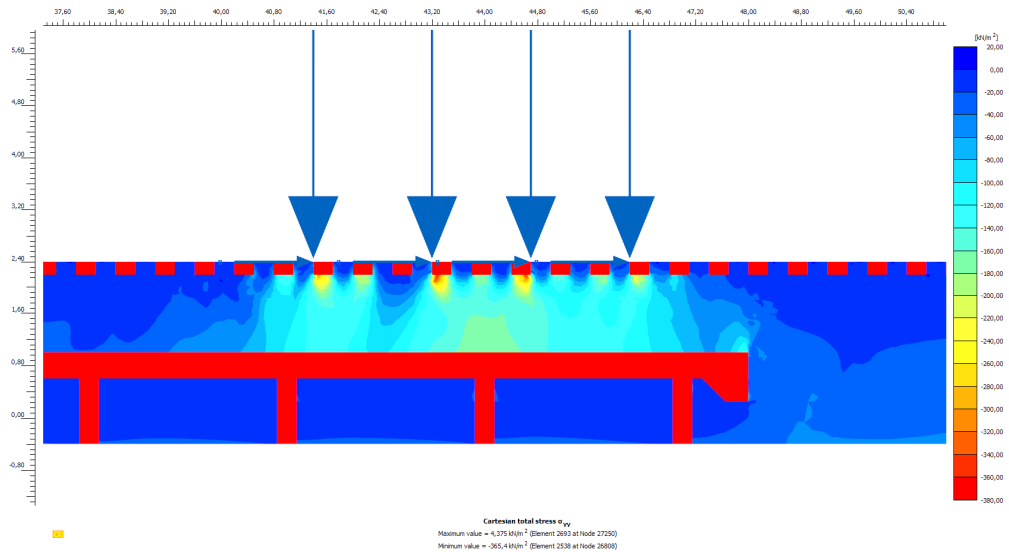
Mitoituskuormatarkasteluissa on käytännössä kolme erilaista kuormitussuuruusluokkaa. E4-kuormituksessa on 120 kN:n pystypistekuormia ja 30 kN:n vaakapistekuormia (G10, G11, G12). LM71-35-kuormituksessa ilman nauhakuormia on 178 kN:n pystypistekuormia ja 44 kN:n vaakapistekuormia (G5, G6, G7, G8, G9). LM71-35-kuormituksessa nauhakuormien kanssa on lisäksi 58 kN/m:n pystysuuntaiset nauhakuormat ja 14 kN/m:n vaakasuuntaiset nauhakuormat (G13). Nämä eri kuormitussuuruusluokat ovat nähtävissä kolmijakona pystyjännityksen maksimiarvoissa ratapölkyn alapinnan tasossa (Kuva 8-19).

E4-kuormituksissa maksimipystyjännitys ratapölkyn alapinnan tasossa on 129-135 kN/m<sup>2</sup>, LM71-35-kuormituksissa ilman nauhakuormia 184-205 kN/m<sup>2</sup> ja LM71-35-kuormituksessa nauhakuormien kanssa 222 kN/m<sup>2</sup>. Maksimipystyjännityserot kuormitussuuruusluokasta toiseen vaikuttavat johdonmukaisilta kuormituserojen suuruuteen nähden. Kun pengerkorkeus on sama (1,4 m), ero pystyjännityksissä pysyy pengerialueen yläpinnan tasolle asti tasaisena lähtötasoon verrattuna. Kun ratapenger on korkeampi – eli 2,5 m tai 5,0 m – pystyjännitys levittäytyy leveämmälle alalle syvyyssuunnassa (Liite 3), joten poikkileikkauksessa B-B jännityksen vaimeneminen tapahtuu huomattavasti pienemmällä muutosnopeudella eristyskerroksessa (Kuva 8-19).

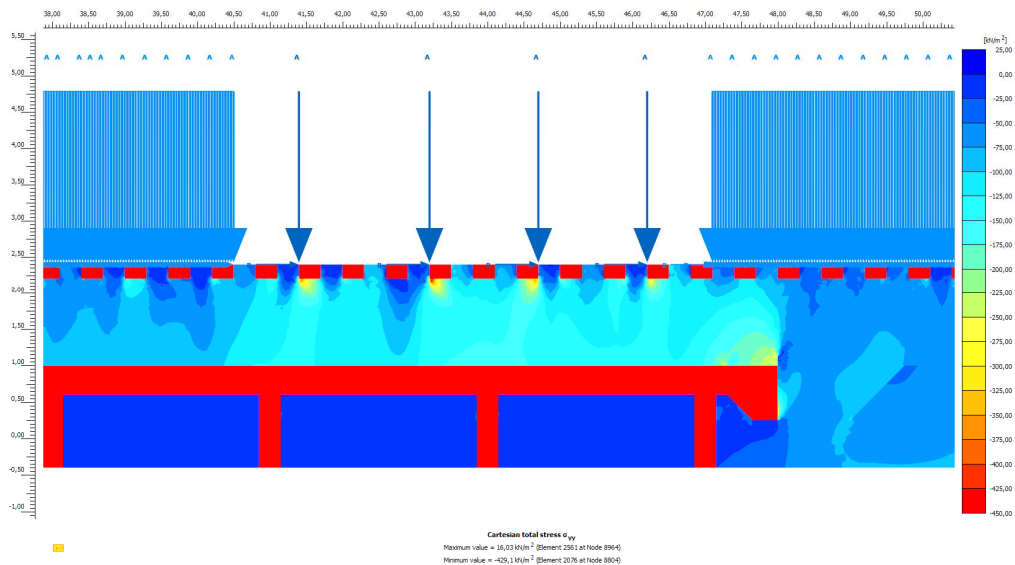
Tukikerros ottaa vastaan suurimman osan pystyjännityksestä kaikissa tarkasteluissa. Pystyjännityksen jakautumiseen radan maarakennekerroksissa vaikuttaa tulosten perusteella ainoastaan ulkoinen kuormitustaso ja pengerkorkeus. LM71-35-tarkasteluissa (G5 vs G13) nauhakuorma lisää pystyjännitystä 20-30 kN/m<sup>2</sup> koko radan korkeudelta (Kuva 8-19, Kuva 8-20, Kuva 8-21).



**Kuva 8-19.** Mitoituskuormien aikaansaama pystyjännitys mittaussuoralla B-B. Jarrutakuorma ei vaikuttanut pystyjännitysten suuruuteen.



**Kuva 8-20.** Pystyjännitysjaakauma Geometriassa 5b (Vaihe 14). Skaala: 0 (sininen)...380 kPa (punainen).

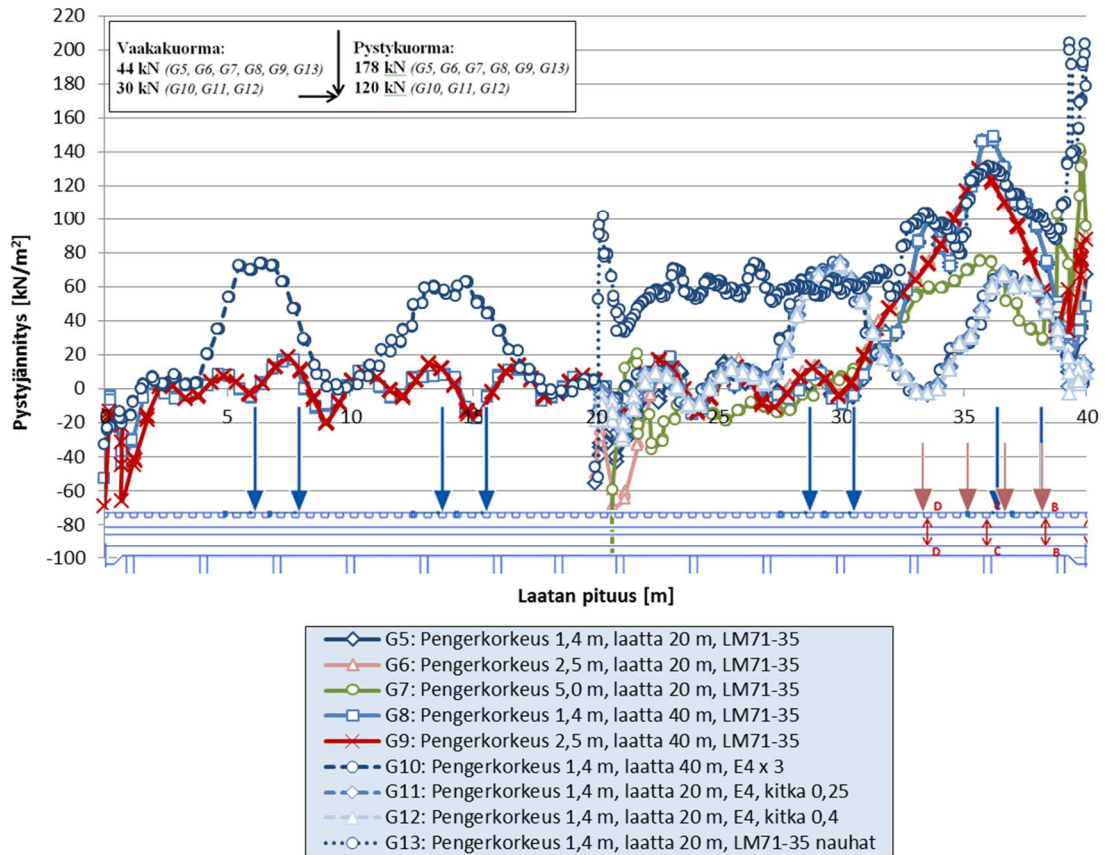


**Kuva 8-21.** Pystyjännitysjaakauma Geometriassa 13b (Vaihe 14). Skaala: 0 (sininen)...450 kPa (punainen).

Kuvaajasta (Kuva 8-22) nähdään, miten ulkoisen kuormituksen aiheuttama pystyjännitys radan maarakennekerroksissa jakautuu pengerlaatan yläpinnan tasossa viimeisessä kuormitusvaiheessa (vaihe 14). On tärkeää huomioida, että kuormitusvaiheessa 14 pistekuormat sijaitsevat pengerlaatan oikeassa päässä ja että LM71-35- ja E4-pistekuormien vaikutuspisteet ovat hieman toisistaan poikkeavat. Kuvaajan (Kuva 8-22) x-akselin alapuolelle on hahmoteltu punaisella LM71-35-kuormituspisteet ja sinisellä E4-kuormituspisteet (ml. G10:n toinen teli – kolmas teli jää pengerlaatan ulkopuolelle vasemmalle).



**Pystyjännitys  $\sigma_{yy}$  pengerlaatan yläpinnassa  
mitoituskuormatarkasteluissa (Vaihe 14)**



**Kuva 8-22.** Mitoituskuormien aikaansaama pystyjännitys pengerlaatan yläpinnan tasossa. Jarrutuskuorma ei vaikuttanut pystyjännitysten suuruuteen.

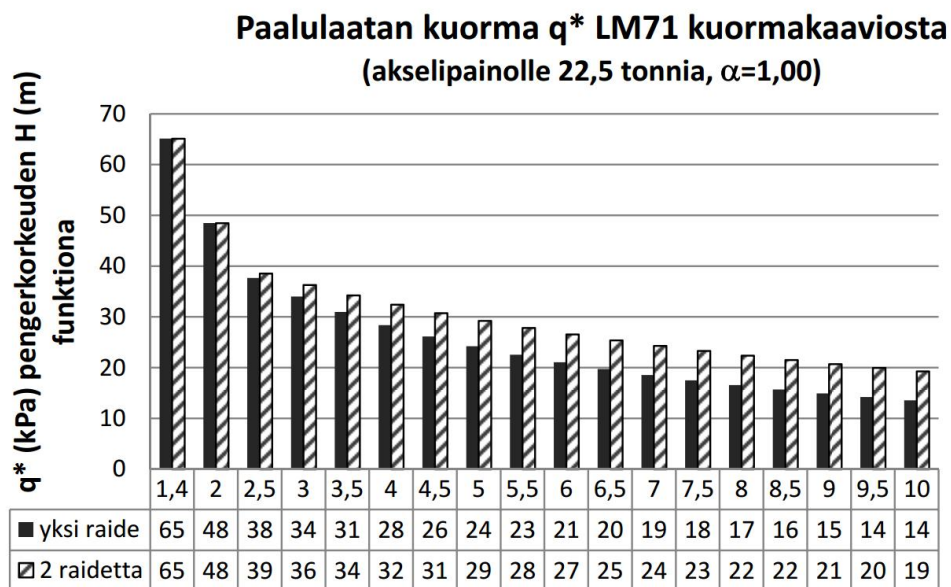
Kaikissa nauhakuormattomissa tarkastelutapauksissa (poislukien G13) pystyjännitys välittyy pengerlaatalle keskitetysti suoraan ulkoisten kuormituspisteiden alapuolelle. Tuloksia (Kuva 8-22) tarkasteltaessa on hyvä huomioida, että ne edustavat ainoastaan ulkoisen kuormituksen aiheuttamaa jännitystilaa. Rakenteen omasta painosta johtuva jännitystila on poistettu kuvaajasta.

Ulkoisen kuormituksen kolmijako näkyy myös tässä yhteydessä. E4-kuormitukset (G10, G11, G12) saavat aikaan kaksi jännityspiikkiä pengerlaatan yläpinnan tasossa suoraan kuormituspisteiden alapuolella, joiden suuruusluokat ovat 73-75 kN/m<sup>2</sup> ja 67-68 kN/m<sup>2</sup>. LM71-35-kuormituksilla (G5, G6, G8, G9) saadaan matalilla penkereillä maksimipystyjännitys aivan neljän pistekuorman keskelle poikkileikkauksen C-C kohdalle. Huippuarvot ovat tiiviisti välillä 131-148 kN/m<sup>2</sup>. Pengerkorkeudella 5,0 m (G7) pystyjännityshuippu poikkileikkauksen C-C kohdalla on puolet tästä eli 76 kN/m<sup>2</sup>. Pystyjännityksen huippuarvo LM-71-35 nauhakuormilla (G13) suoraan pistekuormien alapuolella on 132 kN/m<sup>2</sup> eli samansuuruinen kuin ilman nauhakuormia. Pengerlaatan molemmissa päissä *Interface*-elementit ja maan vapaampi liike pengerlaatan pään yli aiheuttavat jännityspiikit.

Suoraan kuormituspisteiden alla olevaa pystyjännitystilaa voi verrata *Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohjeen* [Liikennevirasto 2014c] viitearvoihin (Kuva

8-23), jotka muodostavat selkeän trendin pengerkorkeuden mukaan. Tässä työssä pengerkorkeudesta ei muodostu tuloksiin yhtä johdonmukaisia trendejä, koska eri pengerkorkeuksia on vain kolme ja muita tuloksiin vaikuttavia muuttujia on huomattava määrä. Suunnitteluohjeen diagrammissa kuormituksena on LM71-22,5:n akselipaino 250 kN, joka on kerrottu dynaamisella lisällä. Tämä vastaa tässä työssä tarkoin E4-kuormitusta (G10, G11, G12).

Tässä työssä E4-kuormituksilla saavutetaan penglerlaatan pinnalla 67-75 kPa:n pystyjännitystaso 1,4 m korkean penkereen kohdalla. Suunnitteluohjeen vastaava arvo on lähes sama, 65 kPa (Kuva 8-23). Tämän työn LM71-35 –kuormitus on 1,48 kertaa korkeampi kuin E4-kuormitus, mutta pystyjännitys penglerlaatan pinnalla on noin kaksi kertaa suurempi.



**Kuva 8-23.** Liikennekuorman LM71-22,5 aiheuttama tasainen pystykuorma pengerkorkeuden funktiona [Liikennevirasto 2014c].

## 8.5 Vaakajännitys

### 8.5.1 Pistekuormat

Kirjallisuudesta ei löydy ohjearvoja sallituille vaakajännityksille rautatiesilloilla tai ratapenkereillä. Radan vaakasuunnassa tarkastellaan ensisijaisesti vaakasiirtymän raja-arvoja. Siten on mielekästä tarkastella työn vaakajännitystuloksia sen perusteella, kuinka suuri ulkoinen vaakakuorma on verrattuna suunnitteluohjeiden vaakakuormakaavoihin. NCCII [Liikennevirasto 2014a] määrittää siltojen suunnitteluperusteissa ominaisjarrukuormaksi:

$$Q_{lbk} = 20 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \times L_{a,b} [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad (10.1)$$

joissa  $L_{a,b}$  on veto- ja jarrukuormien tarkasteltavan rakenneosan tarkastelupituus, jolla veto- tai jarrukuorman oletetaan vaikuttavan tasaisesti jakautuneena. Tässä tapauksessa

$L_{a,b} = 20$  m (pengerlaatan pituus). Koska rakennemallissa on mukana tukikerros, voidaan arvoa vähentää 50 % [Liikennevirasto 2014a]. Jotta kuorma-arvo ottaa huomioon Plaxis 2D –ohjelman rajatun laskenta-avaruuden, jaetaan kuorma-arvo vielä ratapölkyn leveydellä (2,6 m) niin kuin työssä on tehty kaikkien kuormitusten kohdalla (*Kappale 6.5.2*). NCC1:n mukaan jarrutuksesta aiheutuu 20 m pitkälle betonilaatalle tukikerroksen alla seuraava kokonaisvaakakuorma:

$$Q_{lbk} = \frac{20 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \times 20 \text{ m} \times 0,5}{2,6 \text{ m}} = 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (10.2)$$

Vertailulähtökohtana on siis, että vaakajännityksen aiheuttama kokonaisvaakakuorma pengerlaatan pinnalla olisi nykyisten suunnitteluohjeiden mukaan 77 kN/m, kun pengerlaatta on 20 m pitkä, ja 154 kN/m, kun pengerlaatta on 40 m pitkä. Maksimivaakakuorma saa olla 2300 kN/m, joka saadaan jakamalla 6000 kN ratapölkyn leveydellä. Pengerlaatan yläpinnan tason vaakajännitystuloksien avulla pääsee parhaiten käsiksi tähän vertailuun.

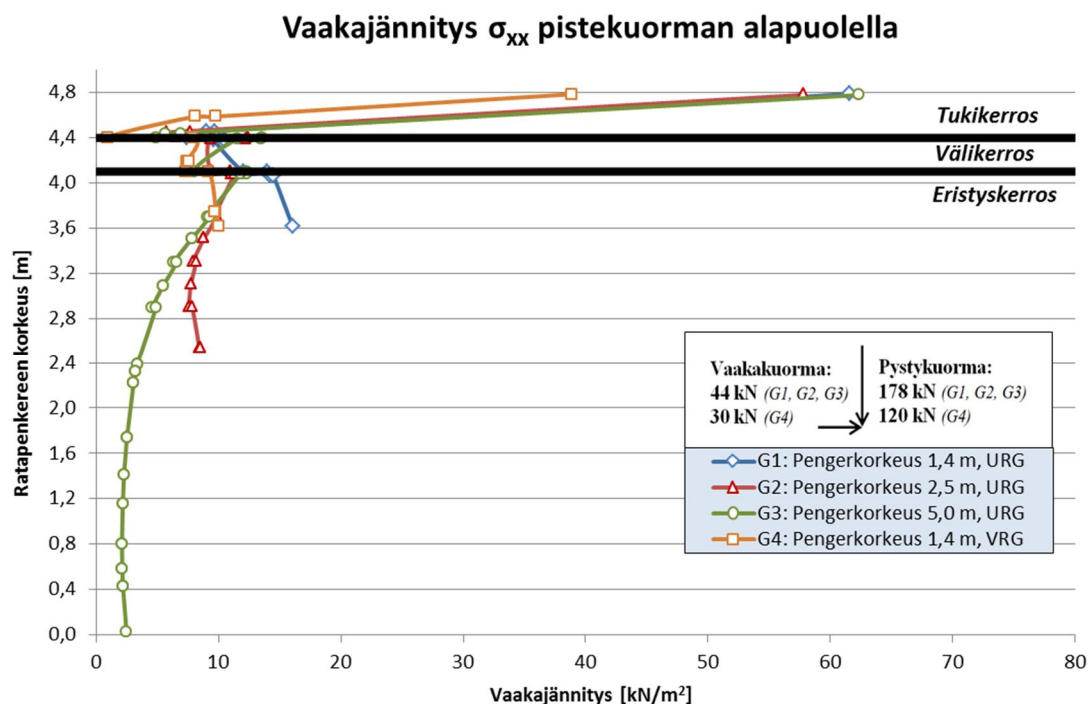
Kuvaajassa (*Kuva 8-24*) on hyvä huomioida vaakajännitysten eri lähtötasot. Uuden radan geometrioissa (G1, G2, G3) jarrukuorma on 44 kN ja tuloksena maksimivaakajännitys ratapölkyn alapinnan tasossa on 58-62 kN/m<sup>2</sup>. Vanhan radan geometriassa (G4) jarrukuorma on 30 kN ja maksimivaakajännitys ratapölkyn alapinnan tasossa on 39 kN/m<sup>2</sup>. Jarrukuorman osuus vaakajännityksestä on kuitenkin mitättömän pieni. Pystysuuntainen junakuorma määrää lähes kokonaisuudessaan vaakajännitysjakauman (*Liite 4*). Radan rakenteiden oman painon vaikutus on poistettu tuloksista (*Kappale 6.5.4*). Kuvaaja (*Kuva 8-24*) esittää vaakajännityksen maksimia pengerlaatatalla, koska vaakajännitys on keskittynyt suoraan pistekuorman alapuolelle matalilla penkereillä (*esimerkiksi Kuva 8-25*).

Kuvaaja (*Kuva 8-26*) osoittaa, kuinka vaakajännitys jakautuu pengerlaatan yläpinnan tasossa. Huippuarvot nähdään suoraan pistekuormien alapuolella. Mitä korkeampi rata-penger on, sitä leveämmälle alalle vaakajännitys luonnollisesti jakautuu. Matalilla rata-penkereillä huippuarvo jää pienemmäksi, mutta vaakajännityksen aiheuttama kokonaisvaakavoima pengerlaatan pinnalla säilyy samansuuruisena samassa ulkoisessa kuormitustilassa (G1, G2, G3).

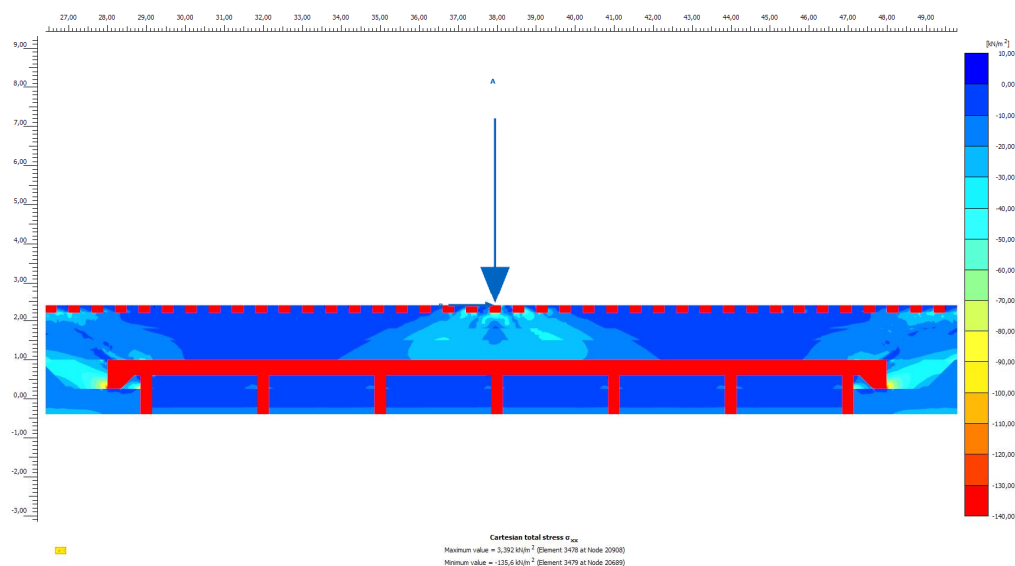
Pengerlaattaan vaikuttava kokonaisvaakavoima voidaan arvioida käyrien alle jäävästä pinta-alasta (*Kuva 8-26*): Jaetaan käyrien alla oleva pinta-ala osiin. Kerrotaan keskimääräiset vaakajännitysarvot [kN/m<sup>2</sup>] pengerlaatan pituudella [m] ja mallin leveydellä [1 m]. Pengerlaattaan vaikuttavat vaakavoimat ovat karkeasti:

- G1: **120 kN**
- G2: **100 kN**
- G3: **130 kN** (*päätymiikit jätetty huomioimatta*)
- G4: **70 kN**

Arvion epätarkkuuden takia voidaan olettaa, että uuden radan geometrian tarkasteluissa (G1, G2, G3) vaakakuorma on käytännössä sama. Vanhan radan geometriassa (G4), jossa on käytetty todellista junakuormaa vastaavaa matalampaa kuormitustasoa, vaakakuorma on odotetusti myös matalampi. Ulkoisella vaakakuormalla ei ole vaikutusta tuloksiin, vaan käytännössä kaikki vaakajännitys on suoraan ulkoisen pystykuorman aikaansaamaa (*Liite 8*).

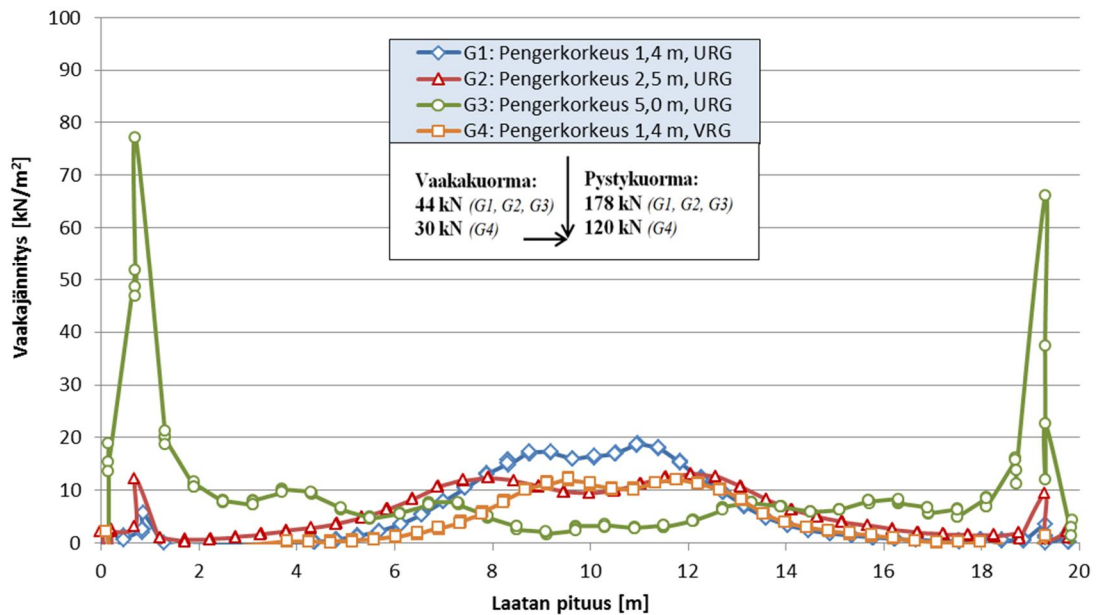


**Kuva 8-24.** Pistekuorman aikaansaama vaakajännitys suoraan kuormituspisteen alla. Tuloksissa on mukana jarrutuskuorma, joka ei vaikuttanut vaakajännitysten suuruuteen.



**Kuva 8-25.** Vaakajännitysjakauma Geometriassa 1. Skaala: 0 (sininen)...140 kPa (punainen).

### Vaakajännitys $\sigma_{xx}$ penglerlaatan yläpinnassa pistekuorman vaikutuksesta



**Kuva 8-26.** Pistekuorman aikaansaama vaakajännitys penglerlaatan yläpinnan tasossa. Tuloksissa on mukana jarrutuskuorma, joka ei vaikuttanut vaakajännitysten suuruuteen.

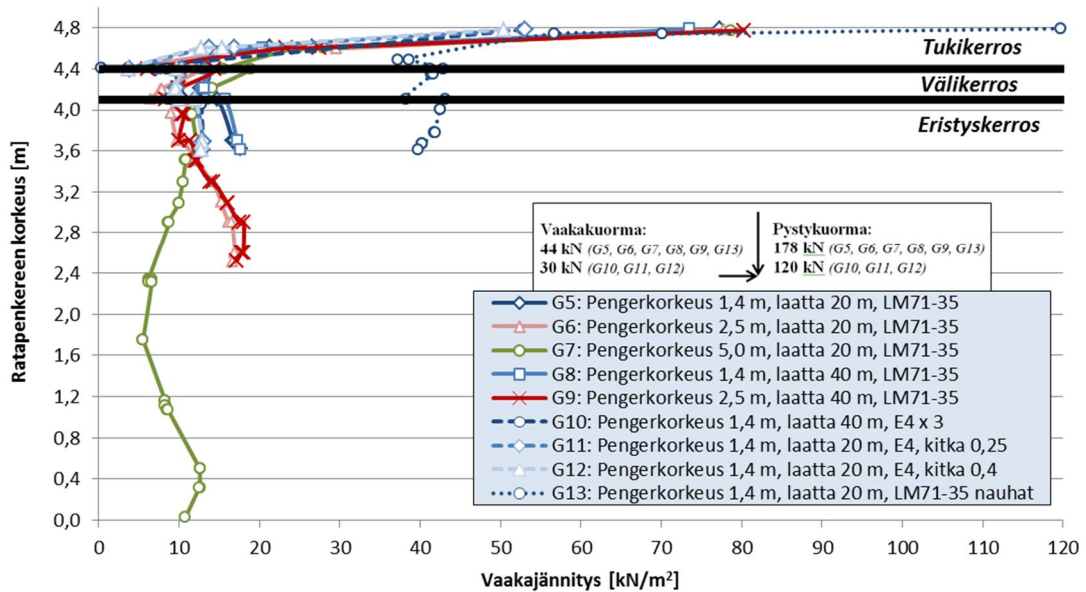
Saatuja vaakakuormia voi verrata NCC1:n mukaan laskettuun viitearvoon 77 kN. Nähdään, että nykyiset ohjeet vastaavat suhteellisen tarkasti vanhaa E4-kuormitustasoa, mutta uudella LM71-35-kuormitustasolla penglerlaattaan vaikuttaa huomattavasti suurempi vaakakuorma, joka ei ole riippuvainen jarrutuksesta vaan pystysuuntaisen juna-kuorman suuruudesta.

#### 8.5.2 Mitoituskuormat

Kuvaaja (Kuva 8-27) esittää mitoituskuormatarkasteluiden vaakajännitysjakauman rata-penkereen korkeussuunnassa poikkileikkauksessa B-B, joka sijaitsee penglerlaatan oikeassa päädyssä ensimmäisen akselin alla. Maksimivaakajännitysarvo saavutetaan rata-pölkyn alapinnan tasossa, jossa nähdään vaakajännitysten kolmijako ulkoisen kuormitustason mukaan E4:ään ( $50\text{--}53\text{ kN/m}^2$ ), LM71-35:een ilman nauhakuormia ( $73\text{--}80\text{ kN/m}^2$ ) ja LM71-35:een nauhakuormien kanssa ( $120\text{ kN/m}^2$ ).

Tukikerros ottaa vastaan suurimman osan vaakajännityksestä (Kuva 8-27). Väli- ja eristyskerroksessa vaakajännitystaso pysyy suhteellisen vakiona. Penglerlaatan pituudella (G5 vs G8, G6 vs G9) tai kitkakertoimen suuruudella (G11 vs G12) ei ole merkitystä. Kuormituspisteiden suurempi lukumäärä (G10) ei vaikuta nostavan vaakajännitystä poikkileikkauksessa. Penglerkorkeudella on vain pieni vaikutus vaakajännityksen suuruuteen penglerlaatan pinnassa. Nauhakuormien lisääminen (G5 vs G13) nostaa vaakajännityksen penglerlaatan yläpinnan tasossa yli kaksinkertaiseksi.

**Vaakajännitys  $\sigma_{xx}$  mitoituskuormatarkasteluissa junan ensimmäisen akselin alla (B-B)**



**Kuva 8-27.** Mitoituskuormien aikaansaama vaakajännitys mittaussuoralla B-B. Jarrutuskorma ei vaikuttanut vaakajännitysten suuruuteen.

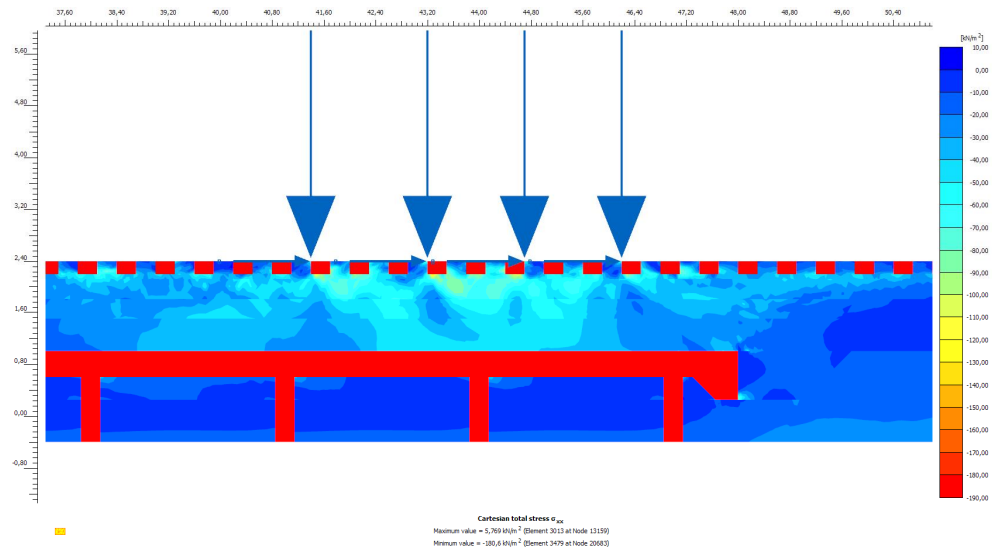
Tuloksista (Kuva 8-27) voi kaiken kaikkiaan tehdä johtopäätöksen, että vaakajännitys vaikuttaa radan pituussuunnassa pääsääntöisesti tukikerroksessa ja merkittävin tekijä vaakajännityksen suuruuteen pengerialueen yläpinnan tasossa on nauhakuormat. Ulkoinen kuormitus vaikuttaa vaakajännityksen lähtötasoon aivan ratapölkyn alapinnan tasossa, mutta tukikerros tasoittaa vaihteluvälin nopeasti korkeussuunnassa. Ero vaakajännitysjakaumissa ilman nauhakuormia ja nauhakuormien kanssa (G5 vs G13), kun kaikki muut rakenne-elementit ja tekijät ovat samat, on esitetty alla kuvissa (Kuva 8-28, Kuva 8-29).

Kuvaaja (Kuva 8-30) esittää vaakajännitysjakauman pengerialueen yläpinnan tasossa. Samat tulokset on esitetty yksitellen Liitteessä 8, josta voi eritellä eri tarkastelutapaukset paremmin. Kuvaajasta nähdään, että vaakajännitysjakauma aaltoilee koko pengerialueen pituudella 10-40 kN/m<sup>2</sup> välillä kaikissa tarkastelutapauksissa, joissa ei ole nauhakuormaa.

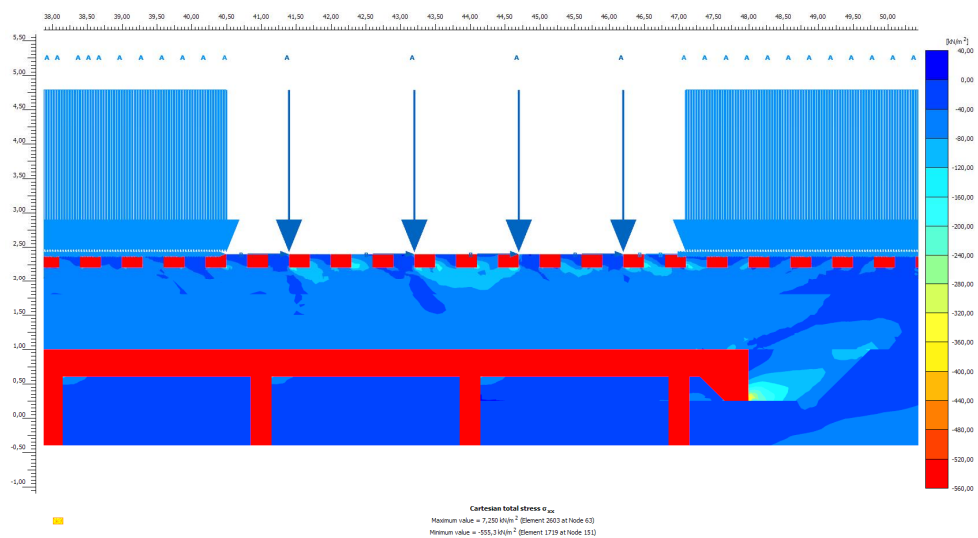
Nauhakuormallinen G13 erottuu joukosta korkeampana vaakajännityksenä, joka vaihtelee 40-50 kN/m<sup>2</sup> välillä. Vaakajännitysvaihtelu on G13:ssä hieman tasaisempi, mutta pengerialueen vasemmassa päässä nousee valtava jännityspiikki – erityisesti jarrutuksessa (Liite 8). Syy piikkiin voidaan olettaa olevan mallinnustekninen (Kappale 6.4.3). Pengerlaatan pään eli leukapalkin ympäri on mallinnettu *Interface*-elementti, joka sallii maan vapaamman liikkeen leukapalkin suhteen kuin pengerialueen keskiosalla. Mielenkiintoinen huomio vaakajännityspiikin kohdalla on kuitenkin se, että leukapalkki ulottuu vain noin puoli metriä pengerialueen päästä, mutta jännityspiikki alkaa jo vajaa neljä metriä pengerialueen päästä eli toisen paalun kohdalta. Tämän selittää se, että vaakasuuntainen nauhakuorma työntää maamassaa aina rakennemallin vasemmasta äärelaidasta asti kohti maanvaraisen ja tuetun rataosuuden rajapintaa pengerialueen päässä. Tämä mallinnustekninen vaikutus näkyy vaakajännityksessä tukikerroksessa suoraan pengerialueen



laatan vasemman pään yläpuolella, josta tämä poikkeuksellinen vaakajännitystaso välittyy pengerlaatan pinnalle kulmassa vajaan neljän metrin päähän.

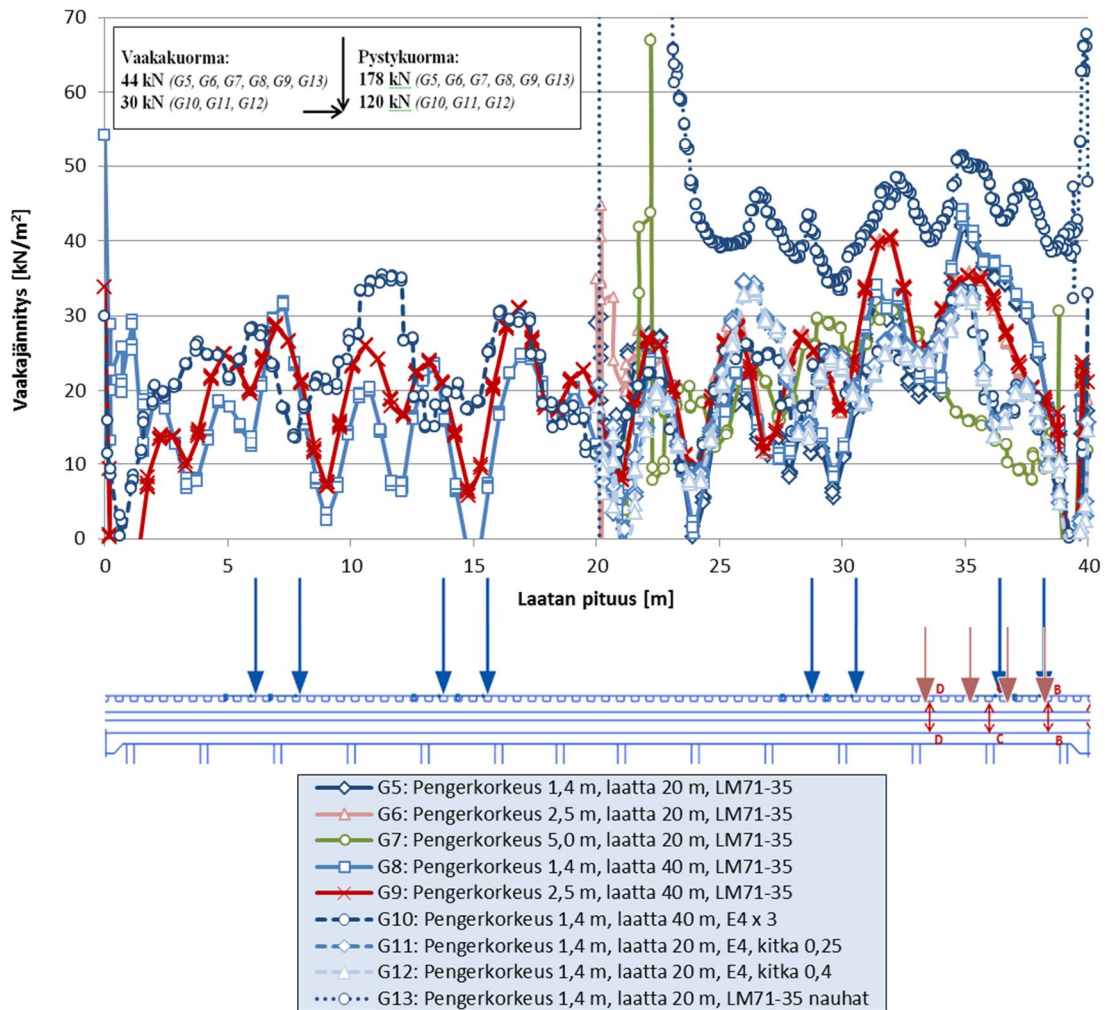


**Kuva 8-28.** Vaakajännitysjakauma Geometriassa 5 (Vaihe 14). Skaala: 0 (sininen)...190 kPa (punainen).



**Kuva 8-29.** Vaakajännitysjakauma Geometriassa 13 (Vaihe 14). Skaala: 0 (sininen)...560 kPa (punainen).

**Vaakajännitys  $\sigma_{xx}$  pengerlaatan yläpinnassa  
mitoituskuormatarkasteluissa (Vaihe 14)**



**Kuva 8-30.** Mitoituskuormien aikaansaama vaakajännitys pengerlaatan yläpinnan tasossa – tulokset jarrutustarkastelusta. Jarrutuskuorma ei vaikuttanut vaakajännitysten suuruuteen merkittävästi nauhakuormattomissa tarkastelutapauksissa (Liite 8).

Pengerlaattaan vaikuttava kokonaisvaakavoima voidaan arvioida käyrien alle jäävästä pinta-alasta samaan tapaan kuin pistekuormien kohdalla. Nauhakuormattomissa tarkastelutapauksissa (G5-G12) keskimääräinen vaakajännitys on karkeasti  $20 \text{ kN/m}^2$  koko pengerlaatan pituudella ja nauhakuormallisissa tarkastelutapauksessa (G13) se on noin  $40 \text{ kN/m}^2$  (Kuva 8-30). Koska rakennemalli on syvyysuunnassa metrin leveä, saadaan pengerlaattaan vaikuttavalle vaakavoimalle viitteellinen arvo  $20 \text{ kN/m}$ , kun käytetään ainoastaan akselikuormia, ja  $40 \text{ kN/m}$ , kun kuormituksessa hyödynnetään myös nauhakuormia. Pengerlaattaan vaikuttavat vaakavoimat ovat arviolta:

- G5, G6, G7, G11, G12: **400 kN**
- G8, G9, G10: **800 kN**
- G13: **800 kN**



Vaakajännitystuloksien yhteneväisyyden takia pengerlaattaan vaikuttavalle vaakavoimalle voidaan määrittää yleispätevä kaava. Skaalataan ja kerrotaan vaakavoima-arvot ensin ratapölkyn leveydellä (2,6 m), niin saadaan pyöristäen 50 kN/m ja 100 kN/m.

NCCII määrittää ominaisjarrukuorman ratasilloilla Kaavalla 10.1, joka on esitetty aikaisemmin (*Kappale 8.5.1*). Tämän työn tulosten perusteella voidaan määrittää suuntaa-antava kaava pengerlaattaan vaikuttavalle vaakavoimalle ratapenkereellä, kun mitoituksessa käytetään ainoastaan pistemäisiä akselikuormia:

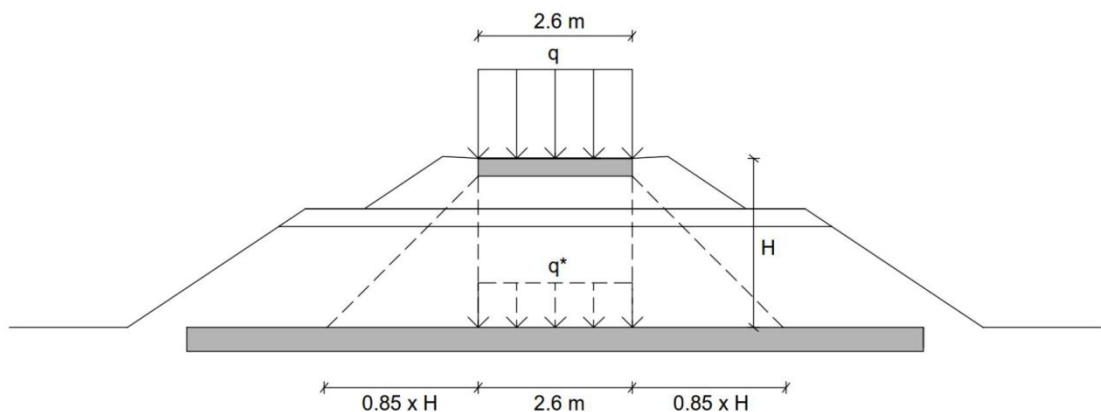
$$Q_{ldk,p} = 50 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \times L_{a,b} [\text{m}] \quad (10.3)$$

Kun käytetään kuormituskaavion LM71 mukaisia nauhakuormia, pengerlaattaan vaikuttava vaakavoima ratapenkereellä on:

$$Q_{ldk,n} = 100 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] \times L_{a,b} [\text{m}] \quad (10.4)$$

jossa  $L_{a,b}$  on pengerlaatan pituus. Sama kaava pätee sekä junan ohiajossa että jarrutuksessa. Tämän työn tulosten perusteella sama kaava pätee myös pengerkorkeudesta, pengerlaatan pituudesta, junan pituudesta ja kuormasta riippumatta.

Kaavojen voidaan olettaa antavan hyvin konservatiiviset tulokset eli ehdottomat maksimi-arvot vaakakuormalle johtuen jännitystuloksien tulkinnasta ja mallinnusohjelman kaksiulotteisen avaruuden rajoitteista (*Kuva 8-31*). Kaavat on johdettu viimeisen kuormitusvaiheen (vaihe 14) vaakajännityskuvaajasta. Juna on pengerlaatan oikeassa ääripäässä ja vaakajännitysten voidaan siten olettaa olevan samansuuntaisia pengerlaatan pinnalla. Kun juna yhdessä aikaisemmassa kuormitusvaiheessa on pengerlaatan vasemmassa ääripäässä, vaakajännitys ja vaakavoima voidaan olettaa olevan samansuuruinen, mutta erisuuntainen. Keskellä pengerlaattaa juna ei aiheuta nettovaakavoimaa pengerlaattaan. Määritetyt kaavat esittävät näin ollen skalaariarvoa (ei suuntaa) maksimivaakakuormalle.



**Kuva 8-31.** Työssä määritetyt vaakavoimakaavat vaikuttavat ainoastaan ratapölkyn leveydellä pengerlaatan pinnalla.

## 8.6 Pengerlaatan alustaluku

Vaakakuormitettua pengerlaattaa tarkastellaan usein kimmoteoriaan perustuvalla Winklerin mallilla, jossa maaperä on kuvattu vaakasuuntaisina jousina. Maapohja oletetaan lineaarisesti elastiseksi alustaksi, joka ei painu muualla kuin kuormitetulla alueella. Suunnittelussa maaperän jousien jäykkyys määritellään alustaluvuilla. Winklerin alusta toteuttaa pengerlaatan päässä yhtälön:

$$k_s = \frac{q}{s} \quad (10.5)$$

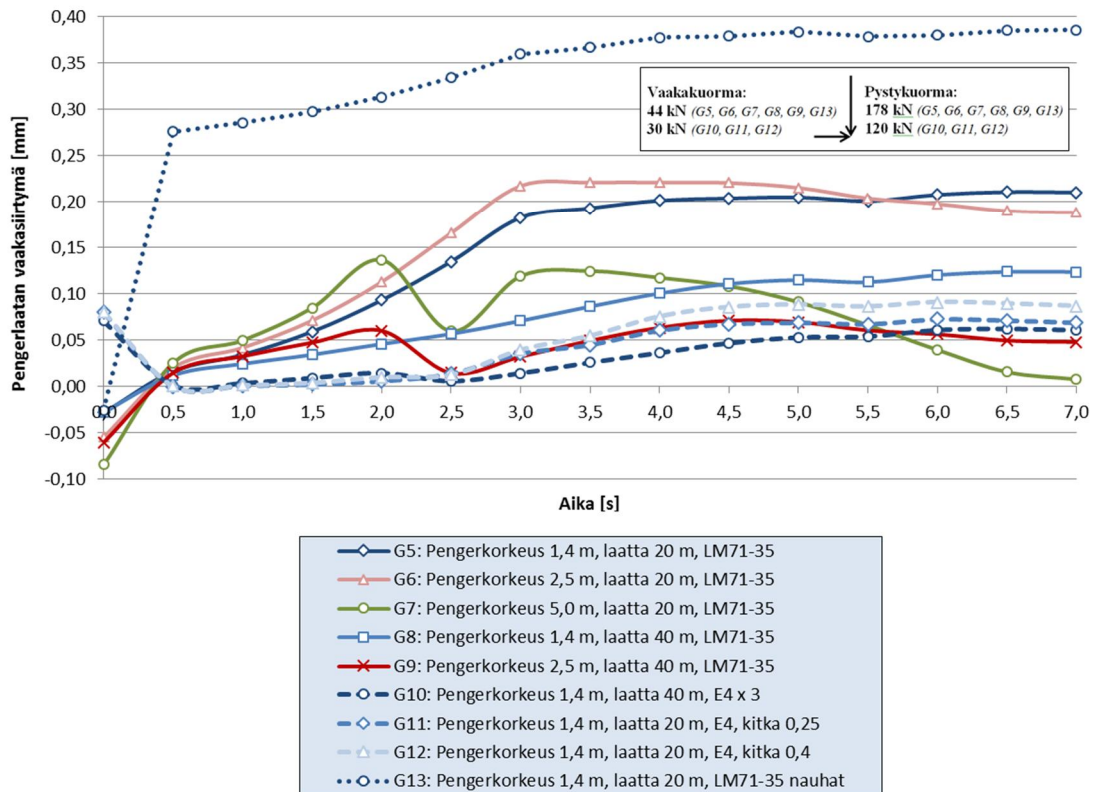
jossa  $k_s$  on alustaluku,  $q$  on vaakajännitys ja  $s$  on vaakasiirtymä. Jotta voidaan määrittää pengerlaatan jousivakion vaakasuuntainen alustaluku, tulee tuntea maaperän vaakajännitys ja vaakasiirtymä pengerlaatan oikeassa päädyssä.

Vaakasiirtymä määritetään pengerlaatan vaakasiirtymänä, koska maaperän realistisen vaakasiirtymän suora määrittäminen on mallinnusteknisistä syistä vaikeaa. Maaperän mallinnusverkko leukapalkin vieressä deformeritään epärealistisella tavalla sen mukaan kuinka pieneksi leukapalkin ja maaperän välinen kitka ( $R_{\text{inter}}$ ) asetetaan (*Kappale 7.2.5*). Mitattu vaakasiirtymä voi olla jopa negatiivista eli maan siirtymää leukapalkin sisään. Tästä syystä oletetaan, että pengerlaatan vaakasiirtymä on sama kuin maaperän vaakasiirtymä pengerlaatan päädyssä. Vaakasiirtymän mittauspiste rakennemallissa on keskellä pengerlaattaa suoraan oikeanpuoleisimman paalun yläpuolella. Tällä linjalla alapuolella oleva paalu tukee pengerlaattaa pystysuunnassa ja näin saadaan mahdollisimman tarkka vaakasiirtymäarvo.

Kuvaaja (*Kuva 8-32*) esittää pengerlaatan vaakasiirtymän ajan suhteen, kun juna jarruttaa. Kuvaajan siirtymät pätevät myös päädyssä olevaan maaperään. Tuloksista voi tehdä havaintoja rakennemallin osien vaikutussuhteista.

Kun pengerlaatta on pidempi (G5 vs G8, G6 vs G9), vaakasiirtymä on 2-3 kertaa pienempi. Muutosnopeuden taittuminen 3,0 sekunnin kohdalla osassa tarkastelutapauksia johtuu siitä, että juna saapuu 20 m pitkän pengerlaatan kohdalla tässä kuormitusvaiheessa (Vaihe 7) pengerlaatan päälle. Kun pengerlaatta on 40 m pitkä (G8, G9, G10), juna saapuu pengerlaatan päälle ajassa 1,0 s. Tämä kaikki tarkoittaa, että vaakasiirtymään vaikuttaa enemmän pengerlaatan päähän kohdistuva työntävä voima kuin pengerlaatan yläpinnan kitkavoima.

### Pengerlaatan vaakasiirtymä $u_x$ jarrutuksessa ajan funktiona



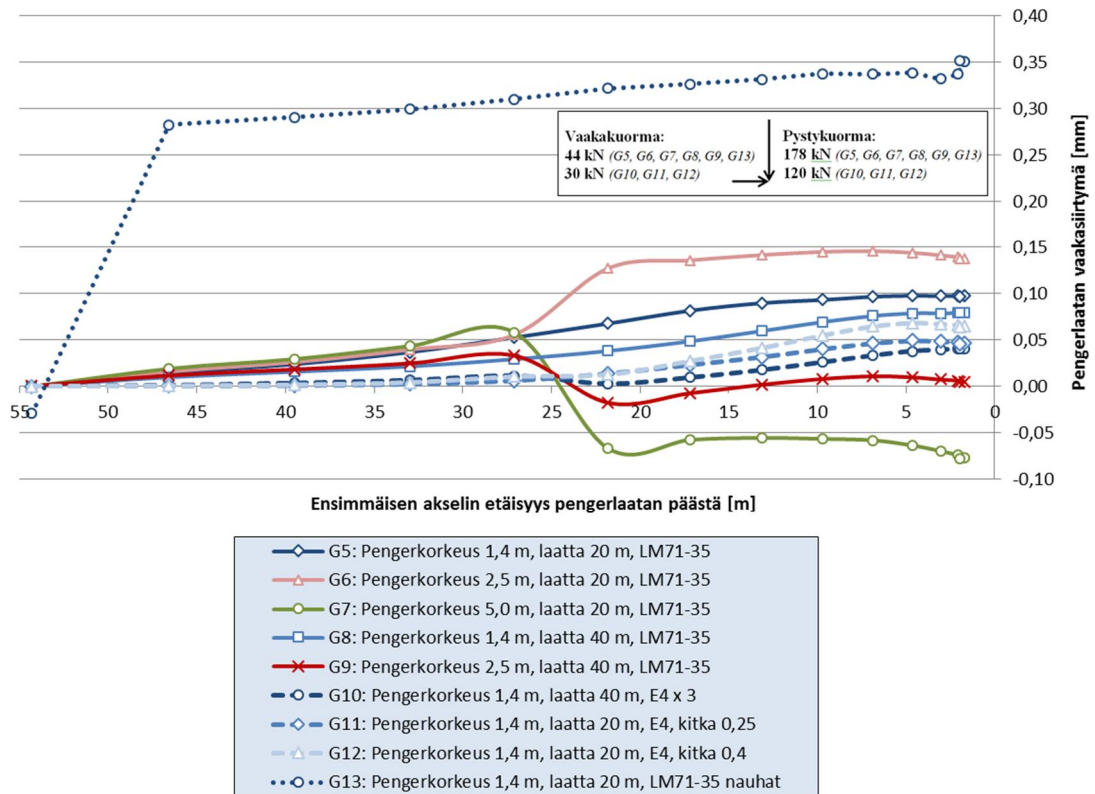
**Kuva 8-32.** Pengerlaatan kokonaisvaikasiirtymä ajan suhteen, kun juna jarruttaa. Siirtymän mittauspiste on pengerlaatan sisällä oikeanpuoleisimman paalun yläpuolella.

Mitä korkeampi ratapenger on, sitä pienempi on luonnollisesti myös pengerlaatan vaakasiirtymä. Jarrukuorman lisäys (G11 vs G12) kasvattaa vaakasiirtymää vain hyvin vähän. Junakuorman lisäys sen sijaan (G5 vs G11) kaksinkertaistaa vaakasiirtymän.

Nauhakuormien kanssa (G13) pengerlaatan vaakasiirtymä on täysin omalla tasollaan johtuen ensimmäisessä kuormitusvaiheessa (Vaihe 1) aikavälillä 0...0,5 s kerääntyneestä vaakasiirtymästä. Loppuosalla vaakasiirtymän kasvu on maltillista ja yhtenevää muiden nauhakuormattomien tarkastelutapauksien kanssa. Kuvaajasta (Kuva 8-33) nähdään, että G13:n vaakasiirtymä on lähes kokonaan nauhajarrukuorman aiheuttamaa. Pengerlaatan vasemmalla puolella oleva vaakasuuntainen nauhakuorma saa aikaan pengerlaatan päätyä työntävän vaakavoiman. Heti ensimmäisessä kuormitusvaiheessa saavutetaan vaakasiirtymätaso, joka ei suuremmin kasva, koska nauhakuorma ei poistu pengerlaatan vasemmalta puolelta missään vaiheessa mallinnusta. Nauhakuorma lisää vaakasiirtymää 0,2...0,25 mm (G5 vs G13).

Kuvaajassa (Kuva 8-33) negatiivinen vaakasiirtymä tarkoittaa palautuvaa vaakasiirtymää takaisin junan tulosuuntaan vasemmalle.

### Jarrutuksen osuus pengerlaatan vaakasiirtymästä $u_x$ junan sijainnin funktiona

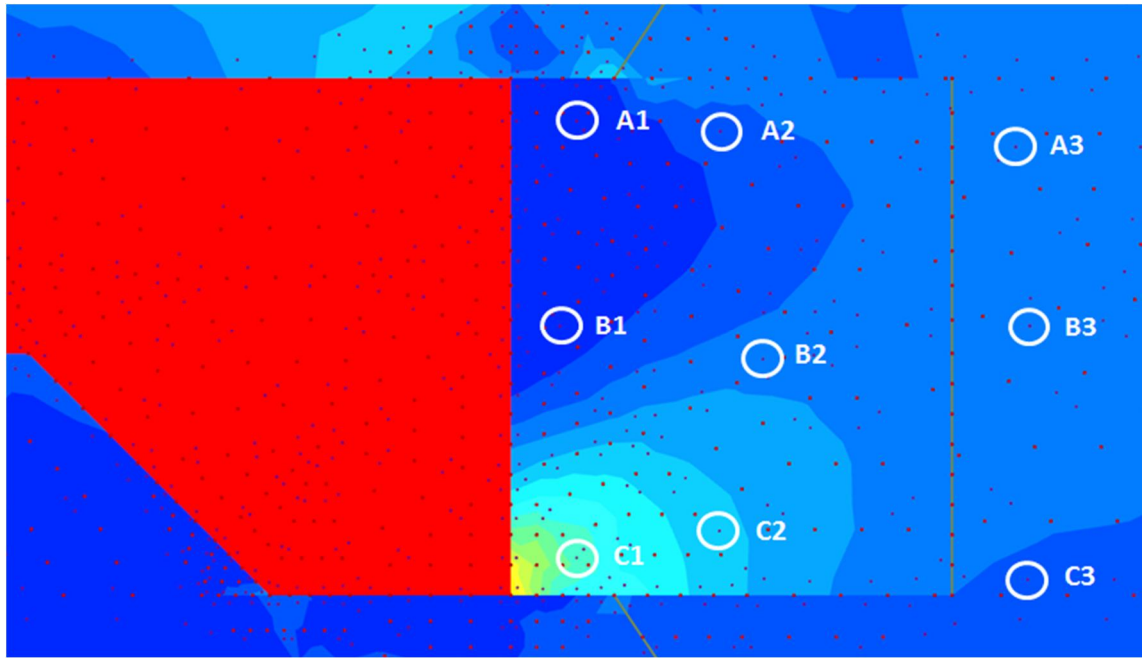


**Kuva 8-33.** Junan jarrutuskuorman osuus pengerlaatan kokonaisvaikasiirtymästä junan liikkeen suhteen. Siirtymän mittauspiste on pengerlaatan sisällä oikeanpuoleisimman paalun yläpuolella.

Pengerlaatan pään eli leukapalkin vieressä pohjamaassa vaikuttava vaakajännitys määritetään yhdeksän mittauspisteen matriisista keskiarvona (Kuva 8-34). Mittauspisteet kattavat leukapalkin koko korkeuden ja ulottuvat noin metrin pohjamaan puolelle. Kaikissa tarkastelutapauksissa vaakajännitys on suurempi leukapalkin alapuoliskolla kuin yläpuoliskolla, mutta tässä työssä määritetään vaakajännitykselle yksi keskimääräinen arvo.

Vaakajännityksellä pengerlaatan päässä on selkeä trendi (Kuva 8-35). Lähtötaso määrityy yksinomaan pengerkorkeuden ja ulkoisen kuormituksen mukaan. Kun juna saapuu pengerlaatan päälle ajassa 3,5 s, vaakajännitys alkaa laskea tasaisesti, koska pengerlaatan vasemmasta päästä poistuu sitä työntävä vaakavoima.

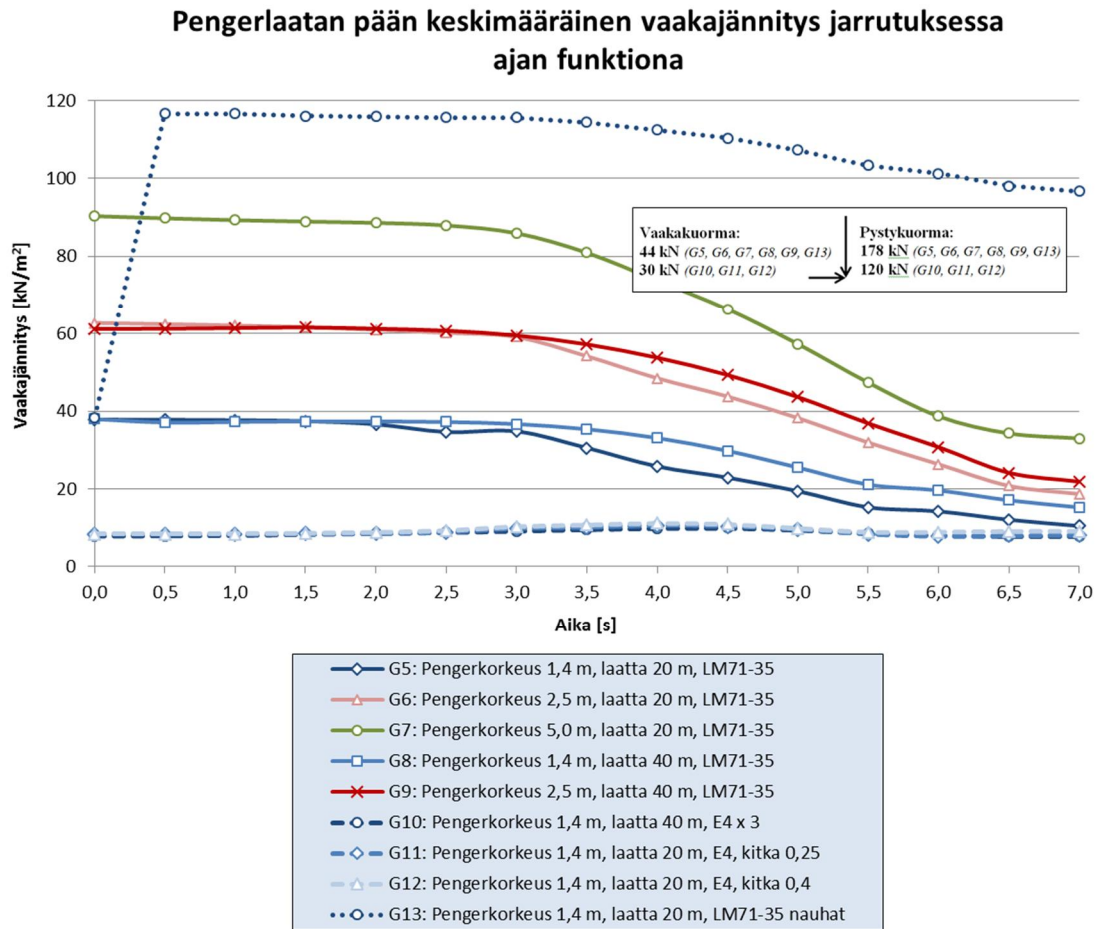
Kuvaajasta (Kuva 8-36) nähdään, että jarrukuorma itse asiassa vähentää pengerlaatan pään vaakajännitystä. Mitä lähempänä ulkoinen jarrukuorma on pengerlaatan päätä, sitä enemmän jarrukuorma vähentää vaakajännitystä. Tämän voi tulkita johtuvan pengerlaatan pään mallinnustavasta, jossa maa on vapaa liikkumaan pengerlaatan suhteen ja siirtymälaitta ei ole mallinnettu mukaan. Pengerlaatan pään yläpinnalla mitataan vaakajännitys ja -siirtymäpiikit, jotka vaikuttavat päädyn yli leukapalkin päätypintaan.



**Kuva 8-34.** Vaakajännitysten mittauspisteet maaperässä alustaluvun määrittämiseksi. Kaikissa tarkastelutapauksissa vaakajännitys on suurempi leukapalkin alapuoliskolla, kuten kuvan esimerkissä.

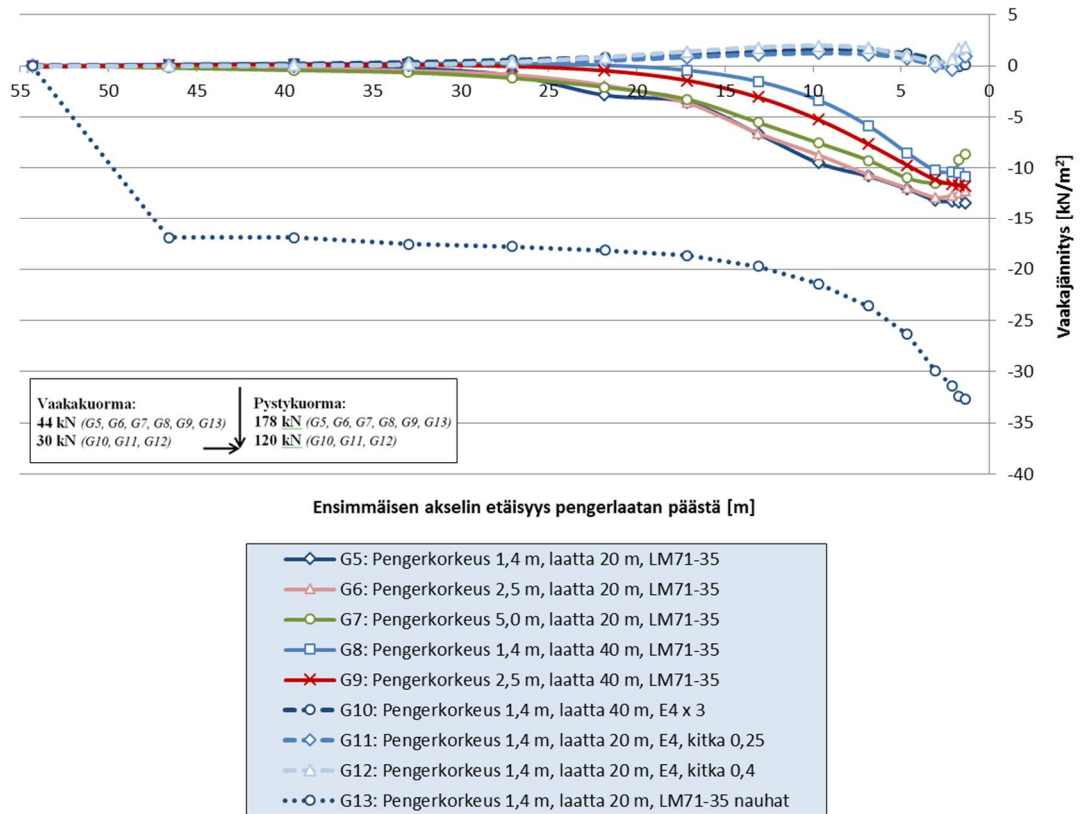
Laskennallinen alustaluku saadaan määritettyä jakamalla vaakajännitys (Kuva 8-35) vaakasiirtymällä (Kuva 8-32). Vaakakuormitetun pengerlaatan jousivakion alustaluku jarrutuksen aikana on esitetty kuvaajassa (Kuva 8-37). Alustaluku muuttuu edustavaksi ajan 3,5 s jälkeen, jolloin juna saapuu pengerlaatan päälle ja pengerlaatan päätyvaikutus tuloksissa lievenee. Alustaluku on täysin kehittynyt viimeisessä kuormitusvaiheessa, kun juna on saavuttanut lepotilan.

Täysin kehittyneet alustalukuarvot viimeisestä kuormitusvaiheesta (Vaihe 14) on esitetty alla taulukossa (Taulukko 8-4). On hyvä huomioida, että tulokset esittävät kuormitusta, ratapengertä ja pengerlaattaa, jotka on skaalattu ratapölkyn leveyteen (2,6 m).



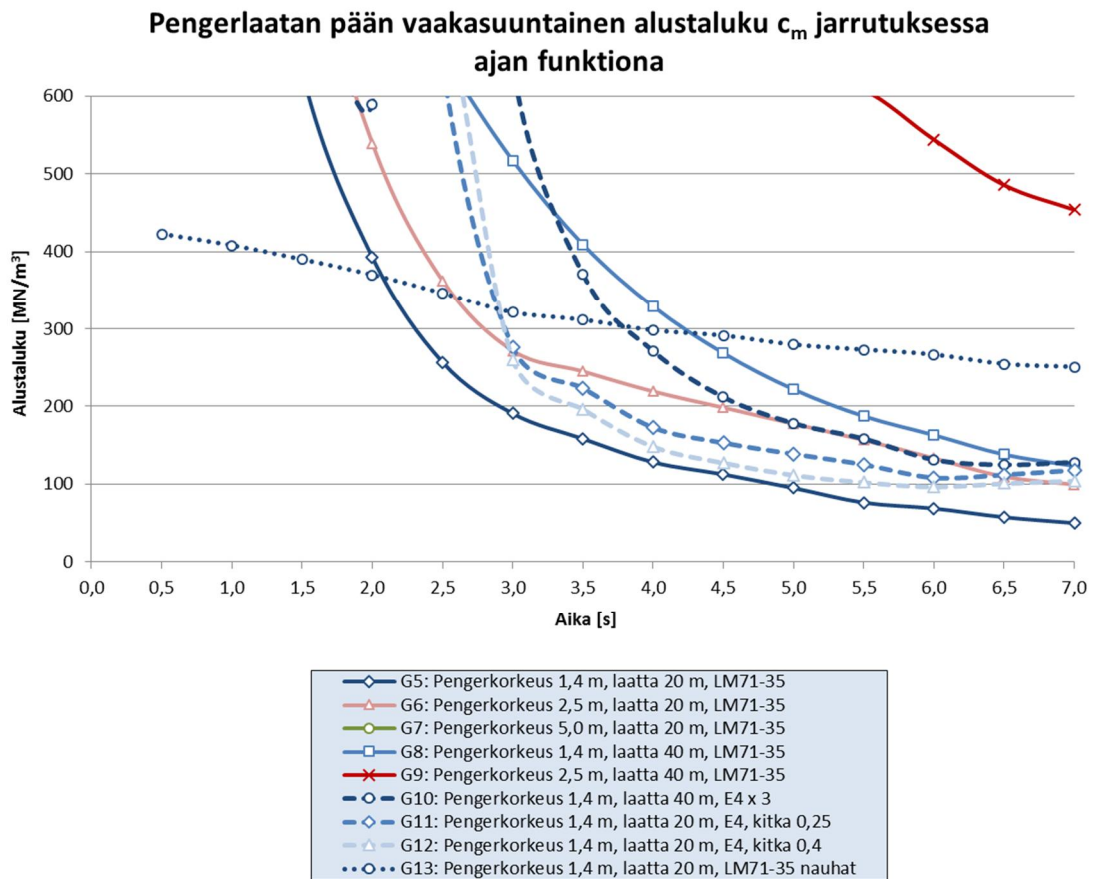
**Kuva 8-35.** Keskimääräinen vaakajännitys pohjamaassa pengerlaatan oikeassa päässä ajan suhteen, kun juna jarruttaa.

**Jarrutuksen aiheuttama vähennys pengerlaatan pään  
keskimääräiseen vaakajännitykseen junan sijainnin funktiona**



**Kuva 8-36.** Junan jarrutuksen aiheuttama vähennys keskimääräisessä vaakajännityksessä pengerlaatan oikeassa päässä junan liikkeen suhteen.





**Kuva 8-37.** Vaakasuuntainen alustaluku pengerlaatan oikeassa päädyssä, kun juna jarruttaa.

**Taulukko 8-4.** Pengerlaatan pään vaakasuuntainen alustaluku [MN/m<sup>3</sup>] viimeisen kuormitusvaiheen jälkeen (minimiarvo).

		Ohiajo	Jarrutus
Geometria	5	210	50
	6	606	99
	7	483	611*
	8	580	123
	9	773	454
	10	376	128
	11	310	118
	12	310	104
	13	3783	251

\* Arvo on jakauman minimiarvo ajanhetkeltä  $t = 4,5$  s, koska pengerlaatan erittäin pieni vaakasiirtymä (kts. Liite 11, 2/3) aiheuttaa epäjohdonmukaisen alustalukujakauman.



## 8.7 Tutkimustulosten ja -menetelmien luotettavuus

Ratarakenteen 2D-mallinnuksessa joudutaan tekemään yksinkertaistuksia geometrian ja kuormituksen suhteen, mikä vaikuttaa tulosten tarkkuuteen. Vinterin [2015] työssä, jossa mallinnettiin rinnakkain Plaxis 2D- ja 3D-malleja, huomattiin esimerkiksi, että jännitystila tukikerroksessa ei ole realistinen kaksiulotteisessa laskennassa. Tämän takia 2D-mallinnus soveltuu lähinnä alustavaan suuruusluokkatasoiseen tarkasteluun ja herkkyystarkasteluihin. Tässä työssä tutkittiinkin ensisijaisesti rakennemallin rakenneosien vaikutussuhteita tulosten valossa. Työssä myös tehtiin huomio ratarakenteen 2D-mallinnuksen jakamisesta erikseen poikkileikkaus- ja pituusleikkaustarkasteluihin, jotka poikkeavat toisistaan merkittävästi kuormituksen, parametrien, geometrian ja tulosten tulkinnan osalta (*Kappale 6.5.3*).

Plaxis 2D- ja 3D-tarkasteluja samoilla peruseriaatteella on suoritettu aikaisemmin useissa diplomitoissa [Pihlajamäki 2012, Lönnroth 2014, Vinter 2015], jotka tukevat menetelmän toimivuutta HS-materiaalimallin kanssa. Tässä työssä ratarakenteiden mallinnus vietiin askeleen pidemmälle. Staattisen kuormituksen sijaan työssä suoritettiin kvasi-dynaaminen kuormitus, jonka antaa käsityksen ratarakenteen käyttäytymisestä junan liikkeen ja ajan suhteen.

Laskennoissa juna ajoi rakennemallin poikki kerran, joten ratarakenne koki vain yhden kuormitus syklin. *Hardening soil* –materiaalimallin ominaisuuksien takia plastisia muodonmuutoksia jäi maakerrokseen joka kuormitusvaiheessa lisää ja siten useamman yliajokerran myötä voitaisiin periaatteessa saada suurempia plastisia muodonmuutoksia näkyviin tuloksiin. Aikaisemmissa tutkimuksissa [Pihlajamäki 2012] on todettu, että viidennen kuormitus syklin jälkeen muodonmuutoksissa ja jännityksissä ei enää tapahdu muutoksia. Vertaamalla tapauksia toisiinsa huomattiin kuitenkin, ettei kuormitus syklien määrällä ole merkittävää vaikutusta tuloksiin.

Ratarakenteiden parametrien kohdalla ei tehty erityisiä herkkyystarkasteluja, vaan työssä valittiin aikaisempien vastaavien töiden perusteella parhaat mahdolliset edustavat materiaali parametrit. Herkkyystarkasteluissa keskityttiin kuormitusmenetelmiin ja rakenneosien dimensioihin. Koska työssä tarkasteltiin kaksikulotteista rataa pituussuunnassa, tarkastelutason syvyys suunta loi haasteita sekä lähtöparametrien määrittämiselle että tulosten tulkinnalle. Rakenneosien toisistaan poikkeavat leveydet tarkastelutason syvyys suunnassa pyrittiin ottamaan huomioon skaalaamalla kiskot ja ulkoiset kuormat ratapölkyn leveydelle. Tämä oli työssä tarkastelusuoritus kaikkien tulosten osalta.

Ratapenkereen rakennekerrosten lisäksi myös pohjamaa mallinnettiin HS-materiaalimallina, joka mahdollisti plastisten muodonmuutosten kumuloitumisen kuormitusvaiheesta toiseen. HS-materiaalimalli on esimerkiksi lineaarisesti elastista materiaalimallia kehittyneempi, vaikka sillä ei saadakaan aina täsmälleen oikeita ja tarkkoja tuloksia. Mallinnuksessa on aina epätarkkuuksia, jotka tulee huomioda tuloksia tarkasteltaessa.

Pohjavedentason tai huokosvedenpaineen kaltaiset ympäristötekijät rajattiin tarkastelun ulkopuolelle siitä huolimatta, että niillä on merkittävä rooli ratapenkereen käyttäytymisessä. Tärkeä mallinnustekninen huomio on, että rakennemallissa ratapölkkyihin jäykästi kiinni oleva rata kisko oli vapaa liikkumaan vaakasuunnassa, joten tukikerros otti vastaan kaikki vaakakuormat. Muita työstä poisjätettyjä tarkasteluja olivat esimerkiksi paa-

lujen kaltevuustoleranssivirheistä syntyvät vaakasuuntaiset voimat ja siirtymälaatta kokonaisuudessaan.

## 9 Johtopäätökset

Työn tavoitteena oli tutkia miten junan jarrukuorma välittyy pengerlaatalle. Työssä tutkittiin radan kvasi-dynaamista mallintamista, jonka perusteella määritettiin ensisijaisesti kaksi tunnuslukua: (a) kiskon tasolta pengerlaatan tasolle välittyvän jarrutuskuorman osuus, ja (b) pengerlaatan pään vaakasuuntainen alustaluku. Tulosten pohjalta pyrittiin saamaan käsitys mitkä radan rakenteet ovat oleellisia yleisen radan mallinnuksen ja ulkoisesta kuormituksesta rakenteille aiheutuvan todenmukaisen vasteen muodostumisen kannalta.

Työssä suoritettiin kirjallisuus- ja mallinnustutkimukset. Kirjallisuussosiossa selvitettiin olemassa oleva tieto junan jarrutuskuorman syntytavasta ja vaikutuksista radan rakenteeseen. Jarrutuskuorma syntyy junan pyörän ja kiskon välisestä kitkasta, jota kuvaa kitkakerroin. Kirjallisuusselvityksen mukaan kitkakerroin sijoittuu laajalle vaihteluvälille 0,15...0,8 monen eri muuttujan takia. Työssä jokaiselle LM71-kuormalle varta vasten laskennallisesti määritetty kitkakerroin supisti arvon vaihteluvälille 0,19...0,39. Suomalaisen ja kansainvälisten suunnitteluohjeiden mukaan jarrutuskuormaksi voidaan olettaa 25...28 % akselikuormasta, jolloin kitkakerroin on 0,25...0,28. Ohjeissa jarrutuskuorman oletetaan vaikuttavan samansuuruisena niin kiskon kuin perustusten tasossa. NCCII:n mukaan ratasilloilla ominaisjarrutuskuorma on 20 kN per laattametri ja ominaisvetokuorma 33 kN per laattametri.

Työn mallinnusosiossa Plaxis 2D -elementtimenetelmäohjelmalla rakennettiin yksityiskohtainen malli ratarakenteesta ja junan jarruttuva liike simuloitiin vaihteittain kvasidynaamisena tarkasteluna. Mallinnustarkastelu suoritettiin luomalla 26 tarkastelutapauksen geometriamatriisi, jossa eri tarkastelugeometrioiden välillä vaihdeltiin ulkoista kuormitusta ja radan rakennekerroksien mittasuhteita.

Työn tulosten perusteella jarrutuskuorma ei vaikuta ratapenkereessä merkittävästi pystysiirtymiin tai kokonaisjännityksiin. Junakuorma on ulkoisena kuormituksena niin paljon suurempi, että se määrittää pystysiirtymien ja kokonaisjännityksien suuruusluokan lähes kokonaan. Jarrutuskuorma vaikuttaa kuitenkin huomattavalla tavalla vaakasiirtymiin. Ratapenkereen korkeussuunnassa tarkasteltuna jarrukuorma jopa kaksinkertaistaa vaakasiirtymän.

Työn mitoituskuormatarkasteluissa ratapölkyn alapinnasta mitattu maksimipystysiirtymä jarrutuksessa oli 0,8...3,0 mm ja maksimivaakasiirtymä oli 0,41...2,27 mm, jotka molemmat ovat sallittujen ohjearvojen puitteissa. Pystysiirtymään vaikutti eniten pengerkorkeus ja ulkoinen kuormitus. Vaakasiirtymässä hajonta oli suurempi, mikä johtui pengerlaatan pituudesta ja miten tämä tekijä vaikutti siihen, miten tukevasti radan maa-rakennekerrokset oli tuettu koko radan pituudella. Lyhyempi pengerlaatta (pituus 20 m) tarkoitti, että pitempi osa rataa oli pohjamaan varassa ensimmäisten kuormitusvaiheiden aikana, mikä puolestaan johti suurempiin vaakasiirtymiin koko radan pituudella ja korkeudella.

Jännitysten osalta tuloksissa oli nähtävissä kolmijako käytetyn kuormakaavion mukaan. Ratapölkyn alapinnan tasossa pystyjännitykset olivat suurimmat nauhakuormallisessa LM71-35 -tarkasteluissa ( $\sim 220 \text{ kN/m}^2$ ), sitten nauhakuormattomissa LM71-35 -tarkasteluissa ( $\sim 190 \text{ kN/m}^2$ ) ja pienimmät E4-tarkasteluissa ( $\sim 130 \text{ kN/m}^2$ ). Vaakajännitykset seurasivat samalla tarkastelutasolla samaa suuruusjärjestystä arvoilla  $\sim 120 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sim 75 \text{ kN/m}^2$  ja  $\sim 50 \text{ kN/m}^2$ . Tukikerros vaimensi suurimman osan jännityksistä,

jotka pysyivät suhteellisen vakiona väli- ja eristyskerroksessa pengerlaatan yläpinnalle asti.

Pengerlaatan pinnalla E4-kuormituksilla saavutettiin pystyjännitystaso 67...75 kPa, kun pengerkorkeus oli 1,4 m. *Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohjeessa* [Liikennevirasto 2014c] vastaavalla kuormitustasolla ja pengerkorkeudella paalulaatan kuorma on lähes sama, 65 kPa. Kaikissa työn LM71-35 -tarkastelutapauksissa, joissa pengerkorkeus oli 1,4 m tai 2,5 m, pystyjännitys pengerlaatan yläpinnalla oli noin kaksinkertainen, 131...148 kPa. Työn tuloksien siirtymät ja pystyjännitykset vertautuvat erittäin hyvin nykyisten suunnitteluohjeiden ohjearvoihin ja muiden tutkimusten havaintoihin, mikä vahvistaa tässä työssä rakennetun yksityiskohtaisen ratamallin yleistä pätevyyttä.

Kun juna oli pengerlaatan keskellä, erisuuntaiset vaakajännitykset summautuivat ole-mattomaksi pengerlaattaan vaikuttavaksi kokonaisvaakavoimaksi. Kun juna sen sijaan oli pengerlaatan toisessa päässä, vaakajännitykset vaikuttivat pengerlaatan pinnalla samansuuntaisesti junasta poispäin. Pengerlaattaan vaikutti tällöin maksimivaakavoima, jonka suuruuteen junan jarrutuskuorma ei työn tuloksien mukaan vaikuttanut. Vaaka-jännitys pengerlaatan yläpinnassa oli keskimäärin tasainen koko pengerlaatan pituudel-ta. Nauhakuormattomissa tarkastelutapauksissa pengerlaattaan vaikuttava maksimivaakakuorma oli 50 kN per laattametri ja nauhakuormallisissa tarkastelutapauksissa 100 kN per laattametri. Tämä on huomattavasti suurempi kuin NCCI:n nykyinen rata-siltaohjearvo 20 kN per laattametri.

Vaakajännitys pengerlaatan yläpinnalla oli 5...37 % ratapölkyn alapinnan tason maksimipystyjännityksestä. Tämä todettiin kuitenkin epätarkemmaksi ja monitulkintaisemmaksi tavaksi määrittää pengerlaattaan vaikuttava vaakakuorma kuin yllä esitetty kN-per-laattametri -esitysmuoto.

Pengerlaatan pään vaakasuuntainen alustaluku oli junan ohiajossa 210...773 MN/m<sup>3</sup> ja junan jarrutuksessa 50...454 MN/m<sup>3</sup>. Jarrutuksessa alustaluku oli moninkertaisesti pienempi ja esitti huomattavasti tasaisempaa kehitystä ajan suhteen kuin ohiajossa.

Työssä esitettiin rakennemallin osalta useita huomioita, jotka vaikuttavat tuloksiin, koskien radan rakenteen mallintamista. Ulkoisen kuormituksen sijoittamisella pengerlaatan suhteen on suuri merkitys. Pengerlaatan tason alapuolisten rakenteiden ja maakerrosten – erityisesti paalujen – mallintamisella on keskeinen vaikutus jännityksiin ja muodonmuutoksiin, joten mallintaessa tulee tietää rakenteiden vaikutussuhteet ja mitä rakennetta ja sen ominaisuutta erityisesti tutkii. Pengerlaatan pää on erityisen herkkä mallinnusteknisille muuttujille, joihin lukeutuvat ulkoisen kuormituksen sijoitus pään suhteen sekä betonin ja pohjamaan välisen rajapinnan mallintaminen. Työssä myös esiteltiin junan liikkeen vaihteittain kvasidynaaminen tarkastelumenetelmä, joka voi parhaimmillan muut mallinnustekniset rajoitteet huomioon ottaen toimia kiitettävän tarkasti kaksiuoloitteisen radan mallintamisessa ajan suhteen.

Työn tavoitteet saavutettiin. Jarrutuskuorman osuus ratarakenteen muodonmuutos- ja jännityskäyttäytymisessä tunnistettiin. Pengerlaattaan vaikuttavalle vaakakuormalle muodostettiin yhtälö, jonka pohjalta voi tulevaisuudessa tehdä jatkotutkimuksia ja päivittää paalulaattarakenteen mitoituskäytäntöjä. Pengerlaatan pään alustaluku määritettiin eri rataolosuhteissa. Jatkotutkimuksina suositellaan radan vaakakuormituskäyttäytymisen tutkimista 3D-mallinnuksilla ja kenttätutkimuksin sekä tarkastella uusien LM71-mitoituskuormaohjeiden mukaisten nauhakuormien vaikutusta radan käyttäytymiseen.

## Lähdeluettelo

- Allenbach, J-M., Chapas, P., Comte, M., Kaller, R. 2008. *Traction Électrique*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Ayasse, J-B., Chollet, H. 2006. *Wheel-Rail Contact*. Handbook of Railway Vehicle Dynamics. 36 s.
- Betonikeskus ry. 2008. *Suunnitteluohje. TT- ja HTT-laattojen liitosten mitoitus onnettomuuskuormille 1-kerroksisissa rakennuksissa*. Verkkojulkaisu. Betonikeskus ry, Elementtijaos.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. 2012a. *Plaxis 2D 2012. Part 2: Reference Manual*. Alankomaat: Plaxis bv. ISBN: 978-90-76016-13-9.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. 2012b. *Plaxis 2D 2012. Part 3: Material Models Manual*. Alankomaat: Plaxis bv. ISBN: 978-90-76016-13-9.
- Bucher, F., Dmitriev, A.I., Ertz, M., Knothe, K., Popov, V.L., Psakhie, S.G., Shilko, E.V. 2006. *Multiscale simulation of dry friction in wheel/rail contact*. Wear, 261, 7-8, 874-884.
- Cruceanu, C. 2012. *Train Braking*. www.intechopen.com. University Politehnica of Bucharest, Romania. 47 s.
- Eonsuu, T., Honkanen, P., Pöhlö, E. 1995. *Suomen veturit osa 2. Moottorikalusto*. 128 s. ISBN 952-5060-02-0.
- Esvelde, C. *Improved Knowledge of CWR Track*. Delft University of Technology. 30 s.
- Esvelde, C. 2001. *Modern Railway Track*. Delft University of Technology. 654 s. ISBN 90-800324-3-3.
- Forslöv, L. 1996. *Wheel slip due to leaf contamination*. Swedish National Rail Administration TM 1996 03 19, Borlänge, Sweden.
- Haines, D.J., Ollerton, E. 1963. *Contact stress distribution on elliptical contact surfaces subjected to radial and tangential forces*. Proc. Inst. Mech. Eng. 177, 95-104.
- Harrison, H., McCanney, T., Cotter, J. 2000. *Recent Development in COF Measurements at the Rail/Wheel Interface*. Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems. Tokyo, Japan. 25-27 July, 2000.
- International Heavy Haul Association (IHHA), USA. 2001. *Guidelines to best practices for heavy haul railway operations: Wheel and rail interface issues*.
- Indraratna, B., Ionescu, D., Christie, H.D. 1998. *Shear Behaviour of Railway Ballast based on Large Scale Triaxial Testing*. Research Online, University of Wollongong.

Alkuperäinen julkaisu: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1998. 12 s.

Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset (InfraRYL 2006). 2010. *Osa 1, Väylät ja alueet*. Rakennustietosäätiö RTS. Rakennustieto Oy. 591 s. + liitt. ISBN 978-951-682-801-8.

Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset (InfraRYL 2010). 2010. *Osa 1, Väylät ja alueet*. Rakennustietosäätiö RTS. Rakennustieto Oy. 524 s. + liitt. 30 s. ISBN 978-951-682-958-9.

IUR, International Union of Railways. 2009. *Under Sleeper Pads – Summarising Report*. Wien 2009. 40 s.

Jeffs, T., Tew, G.P. 1991. *A review of track design procedures, Vol. 2, Sleepers and Ballast, Railways of Australia*.

Kaewunruen, S., Remennikov, A. M. 2006. *Laboratory measurements of dynamic properties of rail pads under incremental preload*. University of Wollongong, Faculty of Engineering. 7 s.

Kalker, J.J. 1966. *Rolling with slip and spin in the presence of dry friction*. Wear, 9, 20-38.

Kalliainen, A., Luomala, H., Jäniskangas, T., Nurmikolu, A., Kolisoja, P. 2011. *Radan eristys- ja välikerrosten tiiviys- ja kantavuustutkimus*. Helsinki. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2011. 152 s.

Kalliainen, A., Kolisoja, P., Nurmikolu, A. 2014. *Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys*. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014. Helsinki: Liikennevirasto.

Kalliainen, A., Kolisoja, P., Nurmikolu, A. 2015. *Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys*. Helsinki. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä nro/2015. In print.

Karikoski, O. 2010. *Uuden, vihreän värityksen saanut Pendolino Helsingin päärautatieasemalla*. [http://fi.wikipedia.org/wiki/Sm3#mediaviewer/File:Green\\_Finnish\\_Pendolino.JPG](http://fi.wikipedia.org/wiki/Sm3#mediaviewer/File:Green_Finnish_Pendolino.JPG). [luettu 11.3.2015]

Karikoski, O. 2012. *Veturi numero 3202 Tampereella juhannuksena 2012*. [http://fi.wikipedia.org/wiki/Sr2#mediaviewer/File:VR\\_Sr2\\_3202\\_Tampere\\_2012-06-22.JPG](http://fi.wikipedia.org/wiki/Sr2#mediaviewer/File:VR_Sr2_3202_Tampere_2012-06-22.JPG). [luettu 11.3.2015]

Kauppinen, M. 2011. *Ratakiskon elinkaari*. Helsinki 2011. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 1/2011. 113 s.

Kerokoski, O. 2007. *Raiteen pituus- ja poikittaissuuntaisen vastuksen määrittäminen kokeellisen tutkimuksen avulla, Mellilän ratapiha*. Tutkimusraportti. Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere. 97 s.

Kiuru, T. 2007. *Akselipainon noston tekniset edellytykset ja niiden soveltuminen Luumäki-Imatra-rataosuudelle*. Verkkojulkaisu. Ratahallintokeskus. Helsinki. ISBN 978-952-445-178-9.

Kivivuori, S. 1996. *Muokkaustekniikan perusteet*. Otaniemi. Otatieto Oy. 70 s.

Kolisoja, P. 1993. *Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet*. Helsinki 1993. Tielaitoksen selvityksiä 38/1993. 147 s.

Kolisoja, P., Levomäki, M., Mäkelä, E., Niskanen, P. 1999. *Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot*. Ratahallintokeskuksen julkaisu A6/1999. Helsinki: Ratahallintokeskus. ISBN: 952-445-025-9.

Korkiala-Tanttu, L., Jauhiainen, P., Halonen, P., Laaksonen, R., Juvankoski, M., Kangas, H. and Sikiö, J. 2003a. *Effect of steepness of side-slope on rutting*. Helsinki, Finnish Road Administration, Finnra Reports 19/2003. 40 p. + 17 app. <http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf/3200810e.pdf>.

Korkiala-Tanttu, L., Laaksonen, R. and Törnqvist, J. 2003b. *Effect of the spring and overload on the rutting of a low-volume road*. HVS-Nordic-research, Helsinki, Finnish Road Administration, Finnra Reports 22/2003. 39 p. + app. <http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf/3200810e.pdf>.

Koskinen, M. 2005. *Modeling of Soil-Structure Interaction between Railway Bridge and Soil*. 2005 ABAQUS Users' Conference. 14 s.

Kujala, J. 2005. *Paalulaattarakenteiden suunnittelu*. Verkkojulkaisu. Tiehallinto. Helsinki. 156 s. ISBN 951-803-509-1.

Liikennevirasto. 2010a. *Ratatekniset ohjeet (RATO). Osa 2 Radan geometria*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 86 s. ISBN 978-952-255-505-2.

Liikennevirasto. 2010b. *Suurimmat sallitut akselipainot*. Tilanne 31.12.2010. Luettu 18.03.2015. [http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/f/liikenneverkko/rautatiet/akselipainot\\_31122010.jpg](http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/f/liikenneverkko/rautatiet/akselipainot_31122010.jpg)

Liikennevirasto. 2011a. *Rataan kohdistuva kuormitus liikkuvan kaluston ja radan vuorovaikutuksessa*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 98 s. ISBN 978-952-255-617-2.

Liikennevirasto. 2011b. *Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu – NCCI 7*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 133 s. ISBN 978-952-255-692-9.

Liikennevirasto 2012. *Ratatekniset ohjeet (RATO). Osa 4 Vaihteet*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 66 s. ISBN 978-952-255-217-4.

Liikennevirasto. 2013. *Rautateiden verkkoselostus 2015*. Liikenneviraston väylätietoja 2/2013. Helsinki. Liikennevirasto. 54 s. ISBN: 978-952-255-367-6.

Liikennevirasto. 2014a. *Eurokoodin soveltamisohje. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 128 s. ISBN 978-952-255-483-3.

Liikennevirasto. 2014b. *Ratatekniset ohjeet (RATO). Osa 3 Radan rakenteet*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 84 s. ISBN 978-952-255-454-3.

Liikennevirasto. 2014c. *Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohje*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 56 s. ISBN 978-952-255-407-9.

Lönnroth, S. 2014. *Muovikomposiittiputken soveltuminen tierummuksi ja silloiksi Suomen oloihin*. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo, Suomi. 101 s.

Nurmikolu, A. 2004. *Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa*. Helsinki 2004. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 4/2004. 193 s.

Olofsson, U., Telliskivi, T. 2003. *Wear, friction and plastic deformation of two rail steels – full scale test and laboratory study*. Wear, 254, 80-93.

Olofsson, U., Lewis, R. 2006. *Tribology of the Wheel-Rail Contact*. Handbook of Railway Vehicle Dynamics. 21 s.

Parma Oy. 2011. *Parmalta 5. miljoonas ratapölkky, Betoni on korvannut puun rautateillä*. ePressi.com. <http://www.epressi.com/tiedotteet/talous/parmalta-5.-miljoonas-ratapolkky-betoni-on-korvannut-puun-rautateilla>. [luettu 19.6.2013]

Peltokangas, O., Luomala, H., Nurmikolu, A. 2013. *Radan pystysuuntainen jäykkyys ja sen mittaaminen*. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 6/2013. Liikennevirasto. Helsinki. 208 s. ISBN 978-952-255-244-0.

Piaras, Kelly. 2013. *An Introduction to Solid Mechanics*. The University of Auckland, Faculty of Engineering.

Pihlajamäki, J. 2012. *Suulakepuristetun polystyreenilevyn soveltuvuus pehmeikölle perustetun kadun päällysrakenteeseen*. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo. 57 s.

Popov, V.L., Psakhie, S.G., Shilko, E.V. 2002. *Friction coefficient in rail-wheel contacts as a function of material and loading parameters*. Physical Mesomechanics 5, 3, 17-24.

Popovici, R. 2010. *Friction in Wheel-Rail Contacts*. Väitöskirja. University of Twente, Enschede, Alankomaat. 204 s. ISBN 978-90-365-2957-0.

Railway-technology.com. 2013. *European rail closer to silent braking technology*. Railway-technology.com. 3.6.2013. Photo: UIC/EuropeTrain. <http://www.railway-technology.com/news/newseuropean-rail-closer-silent-braking-technology>. [Luettu 6.8.2013]

Ratahallintokeskus. *Päällysrakennetöiden yleiset laatuvaatimukset, PYL*.



- Ratahallintokeskus. 1995. *Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO). Osa 1 Yleiset perusteet*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 8 s.
- Ratahallintokeskus. 2001. *Raidesepelin tekniset toimitusehdot*. RHK:n julkaisuja D11 (RHK 1671/731/2001).
- Ratahallintokeskus. 2002. *Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO). Osa 11 Radan päällysrakenne*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 114 s.
- Ratahallintokeskus. 2003. *Oikorata Kerava – Lahti paalulaattojen suunnittelu- ja rakentamisohje*. Oulu. 33 s.
- Ratahallintokeskus. 2004. *Standardin SFS-EN 13450 Raidesepelikiviainekset – kansallinen soveltamisohje*. Verkkojulkaisu. 8 s.
- Ratahallintokeskus. 2008a. *Betoniratapölkkyjen tekniset toimitusehdot*. Verkkojulkaisu. 21 s.
- Ratahallintokeskus. 2008b. *Kehäradan kiintoraideselvitys*. Helsinki 2008. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 17/2008. 88 s. + liitt. 31 s.
- Roney, M.D. 2001. *Maintaining Optimal Wheel and Rail Performance, Guidelines to Best Practice for Heavy Haul Railway Operations: Wheel and Rail Interface Issues*. International Heavy Haul Association, Virginia, USA.
- RSSB, Rail Safety & Standards Board. 2005. *Review of the effect of track stiffness on track performance*. 27 s.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G. 1999. *The hardening soil model: Formulation and verification*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5809-040-X.
- Selig, E. T., Li, D. 1994. *Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It*. Transportation Research Record. No. 1470, Railroad Research Issues. pp. 47-54.
- Selig, E.T., Waters, J. M. 1994. *Track geotechnology and substructure management*. London, Thomas Telford Publications. 407 s.
- SFS-EN 13481-2. *Kiskoliikenne. Rata. Kiinnitysjärjestelmien vaatimukset. Osa 2: Betonisten ratapölkkyjen kiinnitysjärjestelmät*. Helsinki 2002. Suomen Standardisoimisliitto. 10 s. + liitt. 7 s.
- Sinclair, J. 2004. *Vehicle Track Interaction: Identifying and Implementing Solutions. Friction Modifiers*. IMechE Seminar, February 17<sup>th</sup>, 2004.
- Skoglund, K.A. 2002. *A Study of Some Factors in Mechanistic Railway Track Design*. Väitöskirja. Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Faculty of Engineering and Technology. Trondheim, Norway. 260 s.
- Tiehallinto. 2004. *Tietoa tiensuunnitteluun nro 73, ennakkotietoa uudesta tierakenteen mitoitusohjeesta*. 16 s. + liitt. 4 s.

Tiehallinto. 2008. *Sillansuunnittelun täydentävät ohjeet 2008*. Verkkojulkaisu. Helsinki. 84 s. ISBN 978-952-221-035-7.

Tuominen, A. 2010. *Rataverkon luokittelun vertailu kantavuuden mukaan*. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 21/2010. Verkkojulkaisu. Helsinki. 72 s. ISBN 978-952-255-542-7.

UIC Code 774-3 R. 2001. *Track/bridge Interaction. Recommendations for calculations*. 2<sup>nd</sup> edition. International Union of Railways.

Vanamo, L. 2007. *Hornetin hydrauliiikkaputkiston materiaalivaihtoehtojen vertailu*. Diplomityö. Konetekniikan osasto. Teknillinen korkeakoulu. Espoo. 118 s.

Vinter, J. 2015. *Eristyskerroksen materiaalin vaikutus maanvaraisen ratapenkereen toimivuuteen*. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo, Suomi. 133 s.

Whistler.com. 2013. *Whistler by Rail*. Tourism Whistler. <http://www.whistler.com/train/>. [Luettu 6.8.2013]

Wu, T. X., Thompson, D. J. 1999. *The effects of local preload on the foundation stiffness and vertical vibration of railway track*. Journal of Sound and Vibration. Vol. 219. No. 5. pp. 881-904.

Yan, W., Fischer, F.D., 2000. *Applicability of the Hertz contact theory to rail-wheel contact problems*. Archive of Applied Mechanics 70 (2000) 255-268. 14 s.

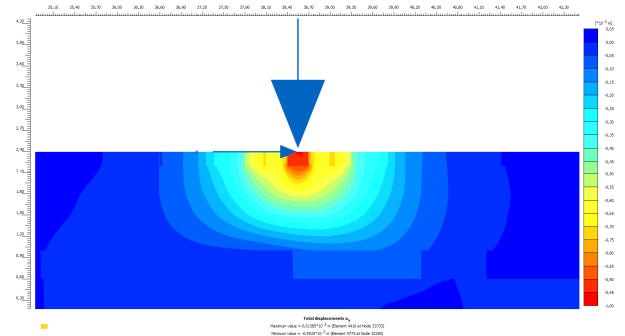
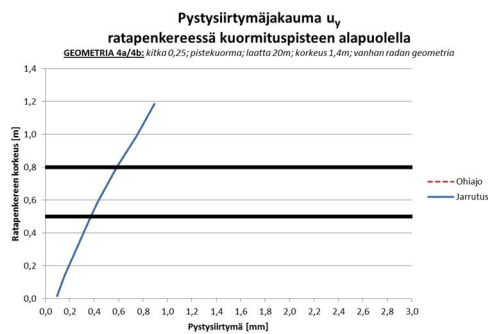
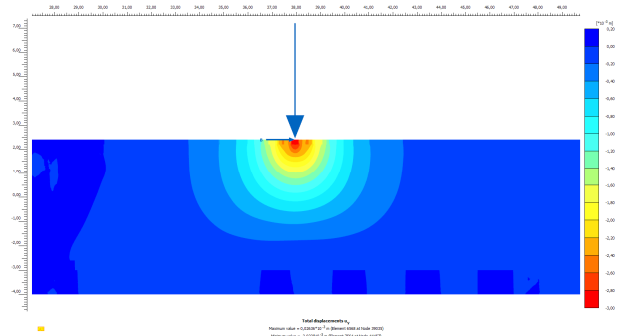
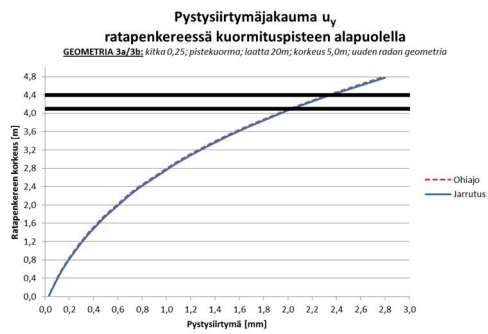
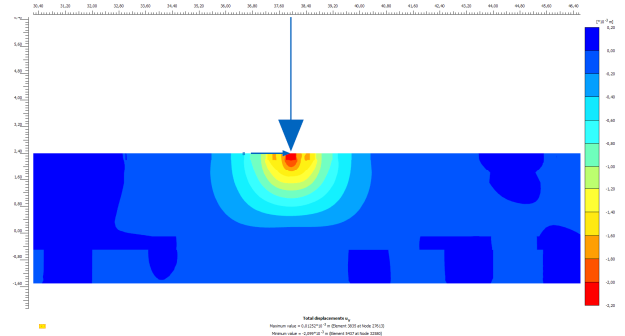
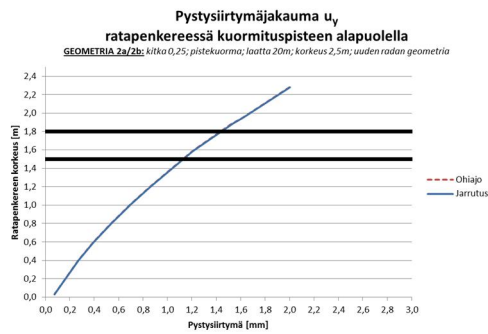
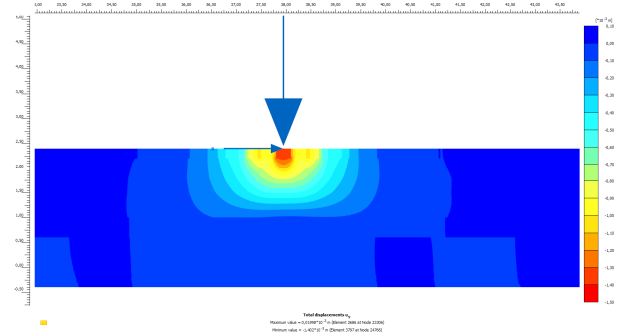
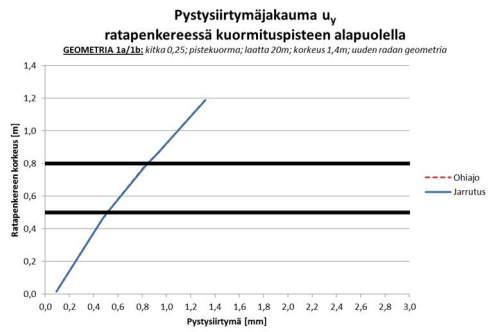
Yu, H., Jeong, D., Choros, J., Sussmann, T. 2011. *Finite Element Modeling of Prestressed Concrete Crossties with Ballast and Subgrade Support*. IDETC/CIE 2011. Washington, DC, USA. 10 s.

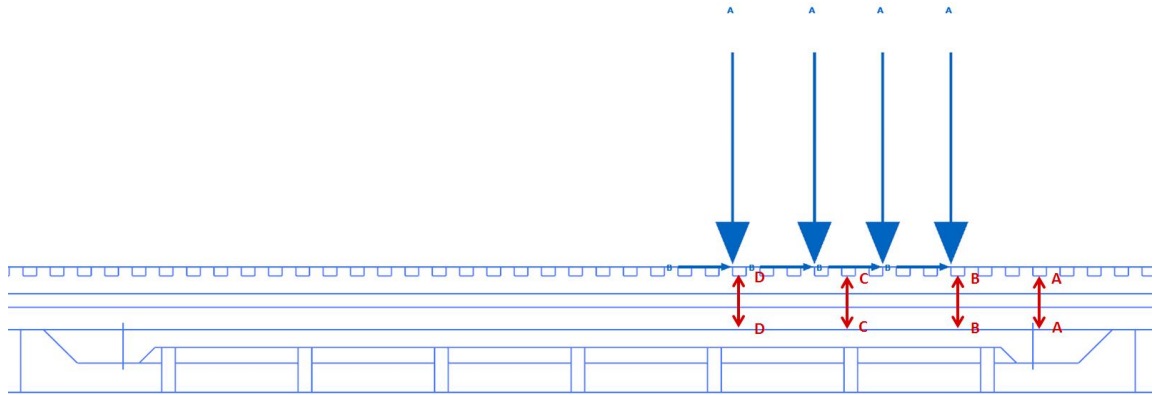
## Liiteluettelo

- Liite 1.** Ratapenkereen pystysiirtymäjakauma. 7 sivua.
- Liite 2.** Ratapenkereen vaakasiirtymäjakauma. 6 sivua.
- Liite 3.** Ratapenkereen pystyjännitys jakauma. 6 sivua.
- Liite 4.** Ratapenkereen vaakajännitys jakauma. 6 sivua.
- Liite 5.** Vaakajännityksen prosenttiosuus ratapölkyn alapinnassa vallitsevasta maksimipystyjännityksestä. 4 sivua.
- Liite 6.** Vaakasiirtymäjakauma ratapenkereessä pengerlaatan yläpinnan tasossa. 2 sivua.
- Liite 7.** Pystyjännitys jakauma ratapenkereessä pengerlaatan yläpinnan tasossa. 2 sivua.
- Liite 8.** Vaakajännitys jakauma ratapenkereessä pengerlaatan yläpinnan tasossa. 2 sivua.
- Liite 9.** Pengerlaatan vaakasiirtymä. 3 sivua.
- Liite 10.** Pengerlaatan pään vaakajännitys. 3 sivua.
- Liite 11.** Pengerlaatan pään alustaluku. 3 sivua.

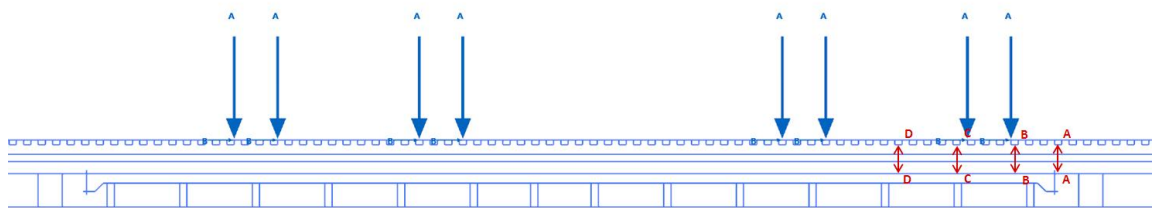
# Liite 1. Ratapenkereen pystysiirtymäjakautuma

## Pistekuormat

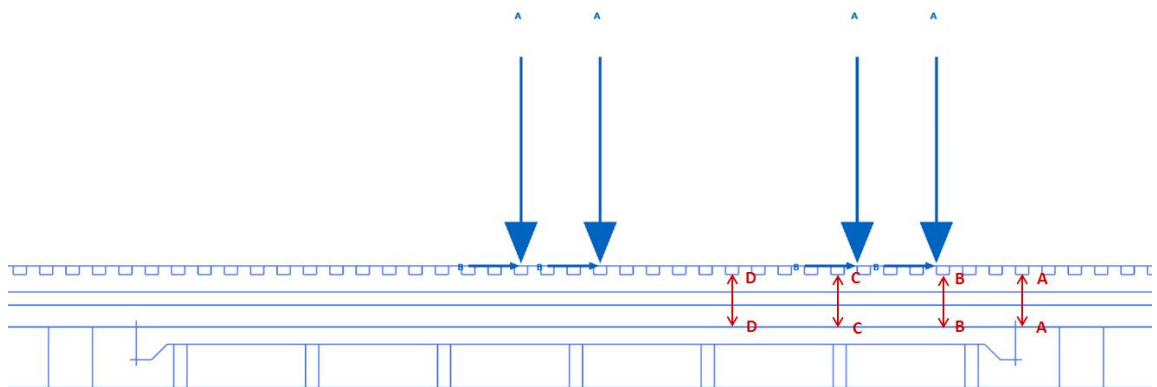


**Mitoituskuormat**Poikkileikkaukset

*Poikkileikkaukset A-A, B-B, C-C ja D-D geometrioissa 5, 6, 7, 8, 9 ja 13.*



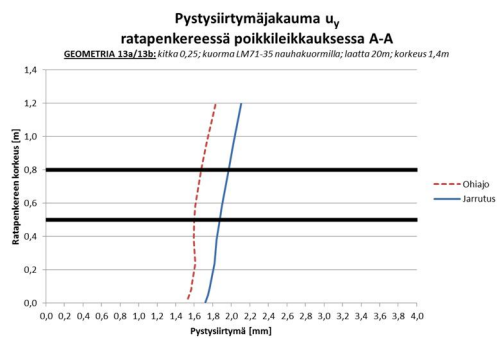
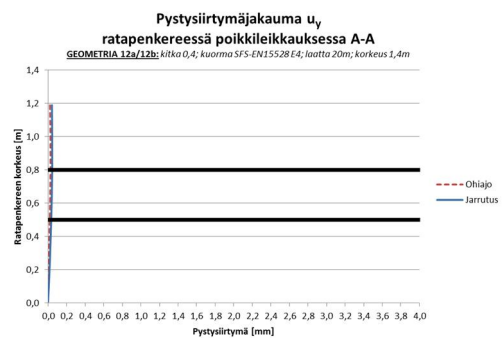
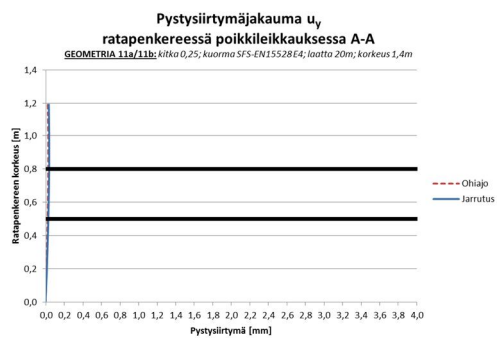
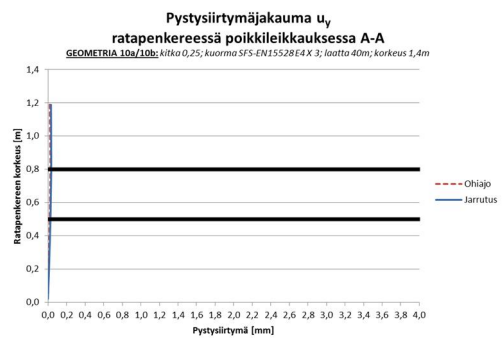
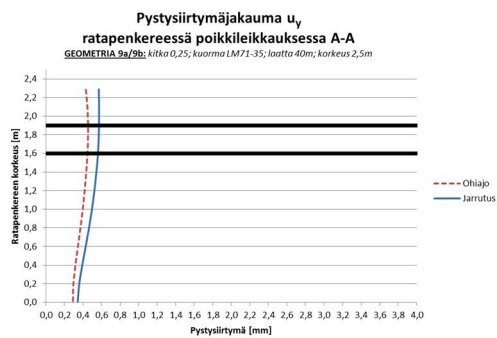
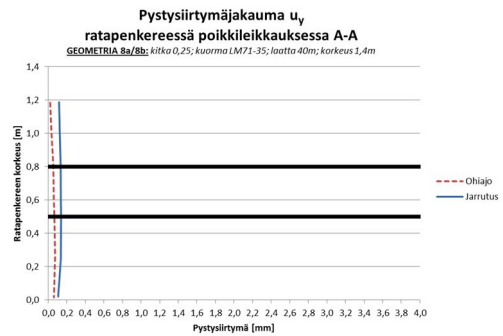
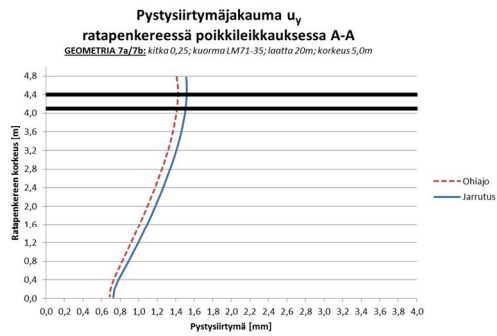
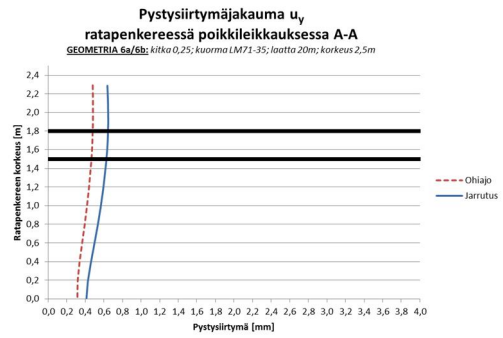
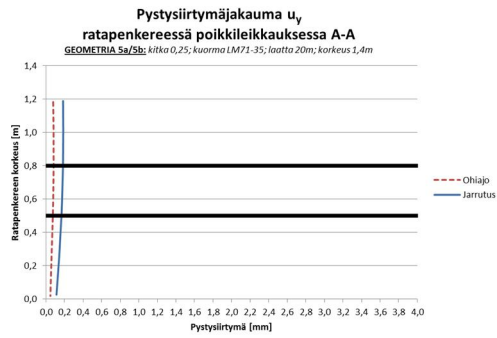
*Poikkileikkaukset A-A, B-B, C-C ja D-D geometriassa 10.*

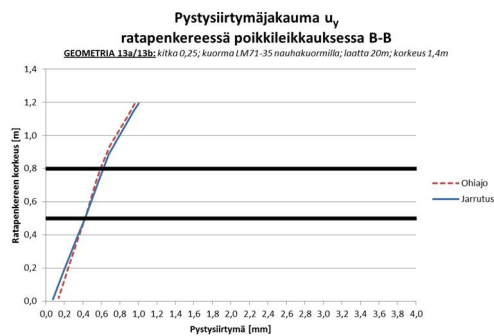
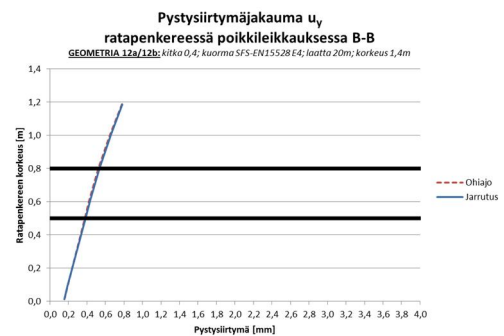
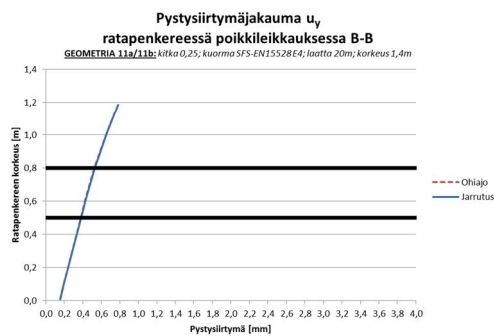
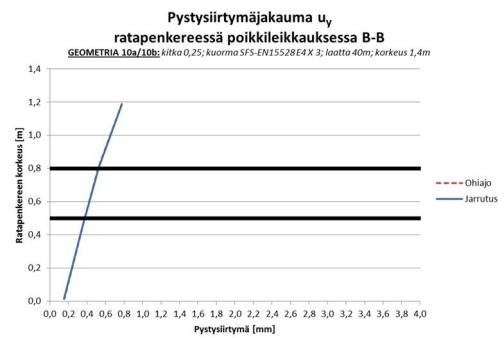
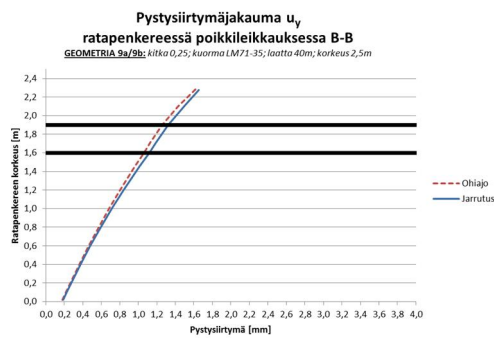
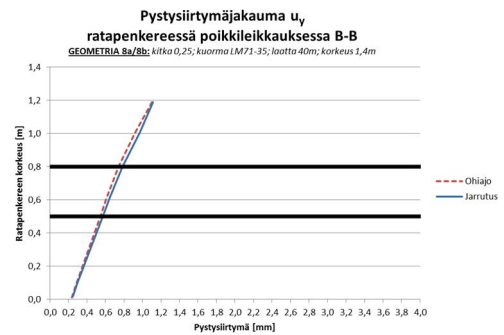
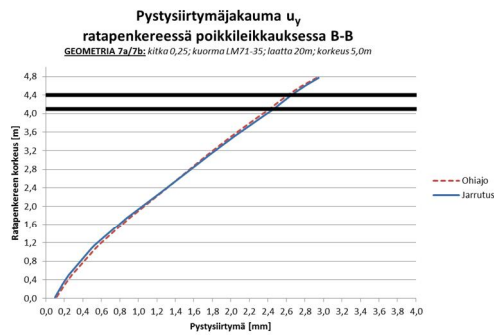
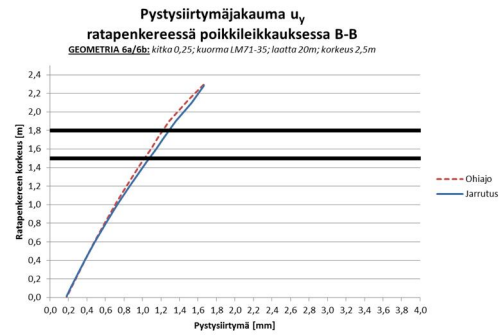
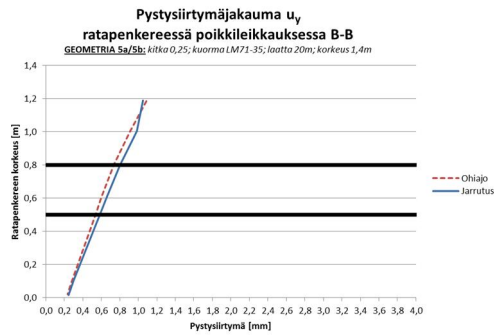


*Poikkileikkaukset A-A, B-B, C-C ja D-D geometrioissa 11 ja 12.*

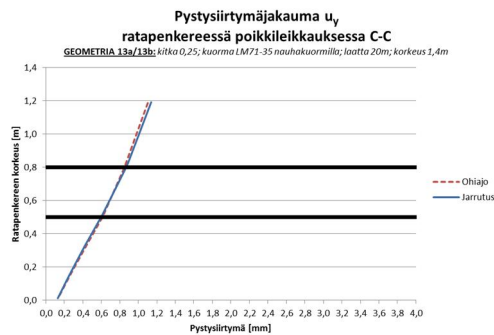
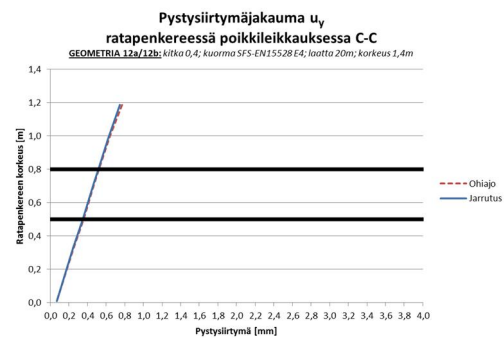
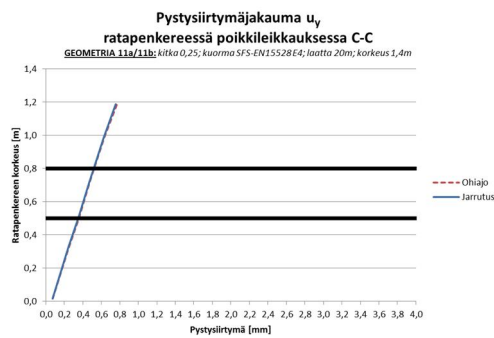
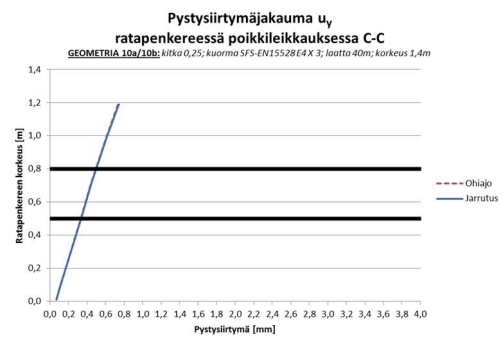
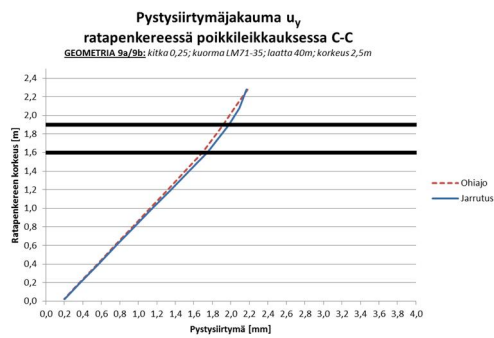
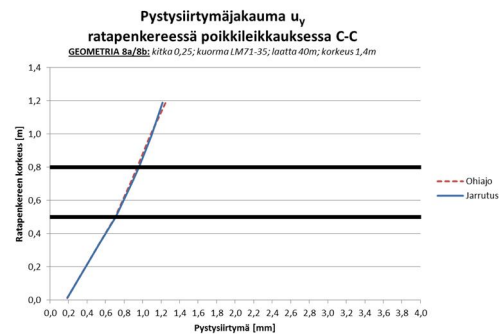
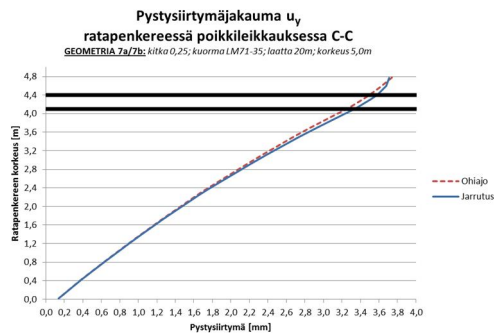
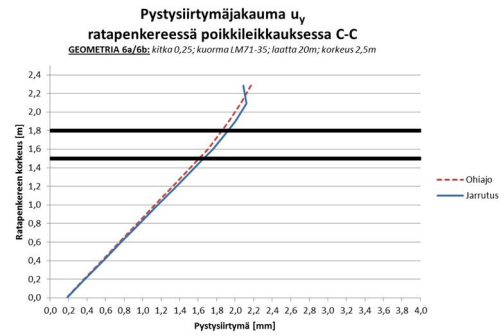
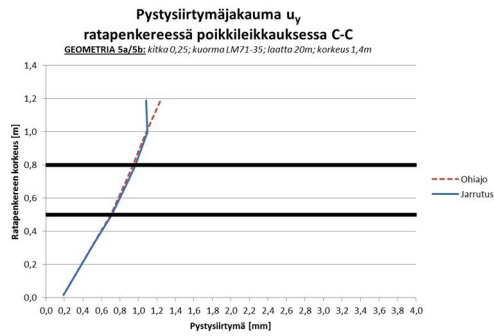
Kaikki esitetyt tulokset ovat viimeisestä kuormitusvaiheesta 14, jossa kuormat sijaitsevat yllä esitetyissä kohdissa poikkileikkausten suhteen.

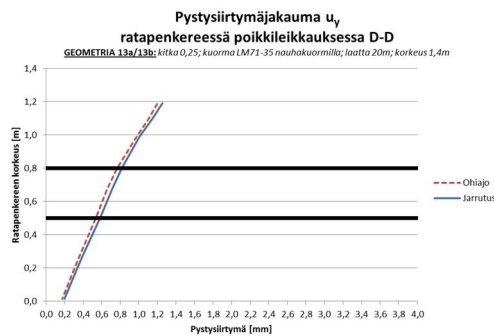
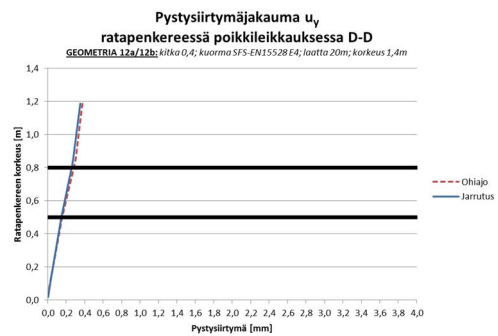
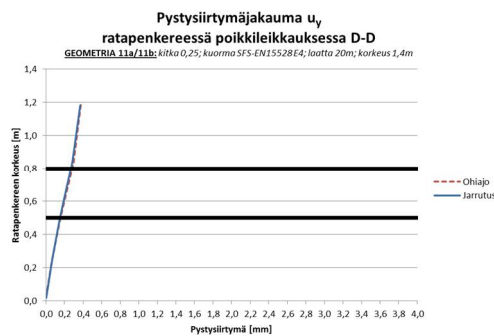
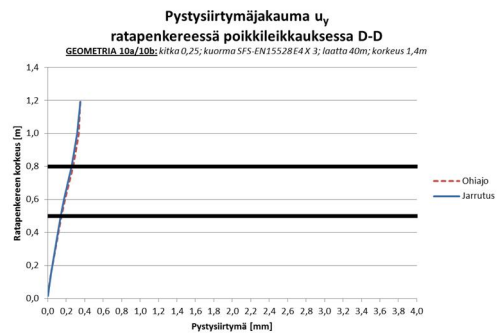
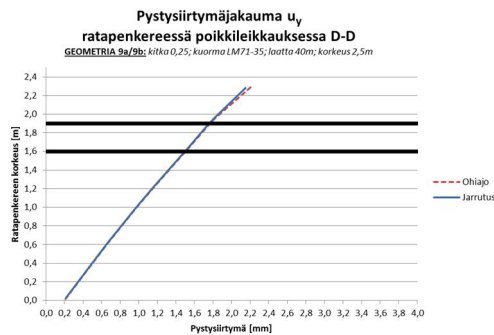
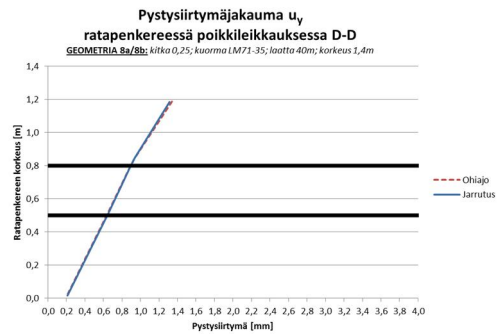
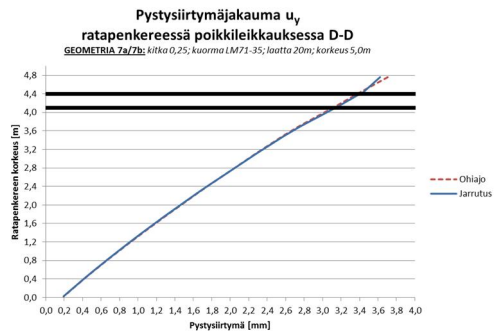
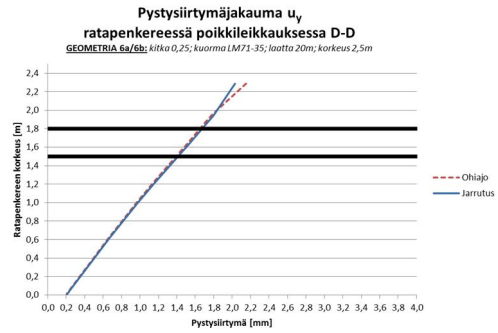
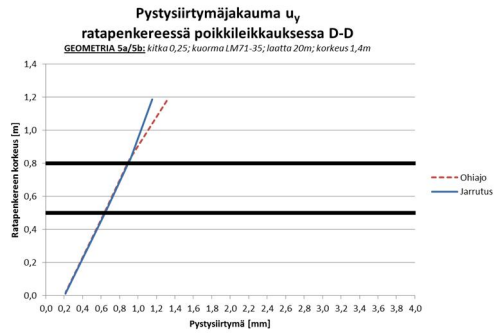
Tulokset edustavat ainoastaan kuormituksen vaikutusta. Siirtymät edustavat kaikkien 14 kuormitusvaiheen yhteisvaikutusta, koska jäännössiirtymät periytyvät vaiheesta toiseen.

Poikkileikkaus A-A

Poikkileikkaus B-B



Poikkileikkaus C-C

Poikkileikkaus D-D

Normalized Hydraulic Conductivity

Maximum value = 1.24127E+00 at Point = 4000 at Node 104000  
Minimum value = 1.00000E+00 at Point = 10000 at Node 10000

Figure 10 is a contour plot showing the normalized depth profile of the normalized depth profile,  $h_{\text{norm}}$ , as a function of normalized depth  $z$  (y-axis, from -0.5 to 0.5) and normalized horizontal distance  $x$  (x-axis, from 0.0 to 1.0). The plot displays a color-coded depth profile with a color bar on the right ranging from 0.0 to 0.25. Four blue arrows point to specific locations on the plot: (0.2, 0.0), (0.4, 0.0), (0.6, 0.0), and (0.8, 0.0). The plot shows a complex pattern of depth profiles with a prominent peak around  $x=0.8$  and  $z=0.0$ .

**Spatially Displacement \$w\_z\$**

Minimum value = 0.000000     $\sigma_x$  Maximum value = 0.020000 Pa (N/m<sup>2</sup>)  
 Minimum value = 0.000000     $\tau_{xz}$  Maximum value = 0.000000 N/m<sup>2</sup>

Normalized maximum shear stress ratio,  $\tau_{max}/\sigma_v$

Position:  $x=0.0$  to  $32.0$  m,  $y=-0.5$  to  $0.5$  m

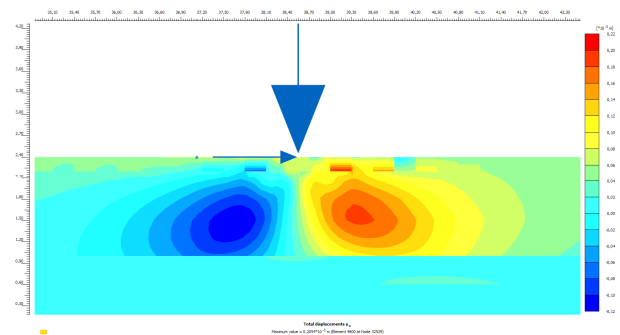
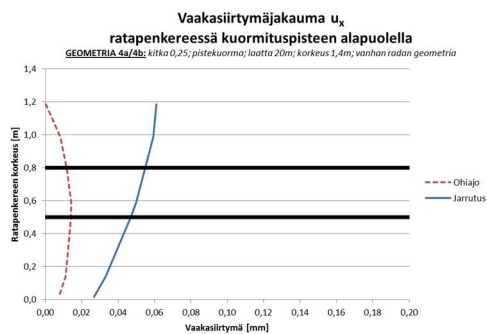
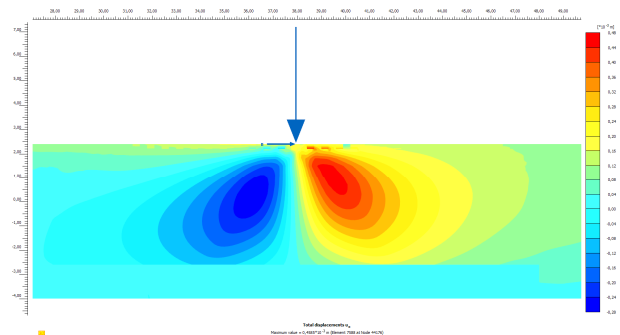
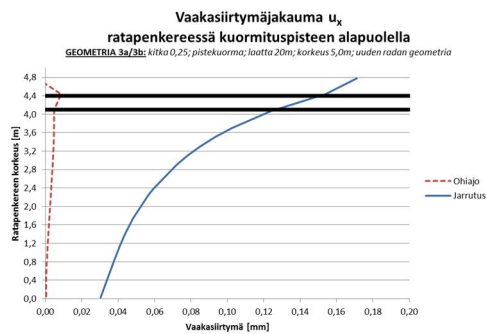
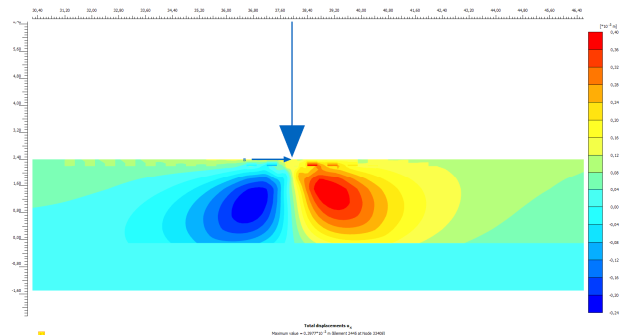
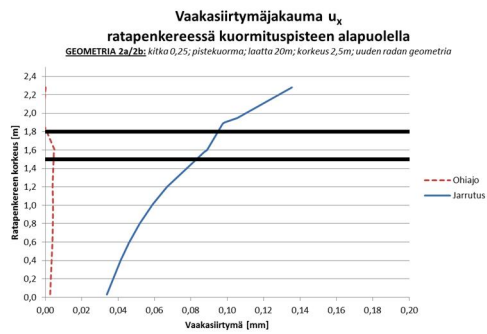
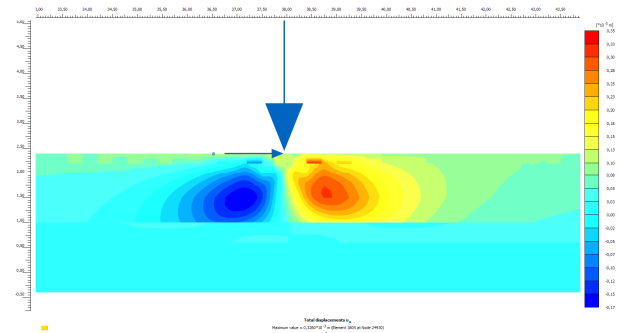
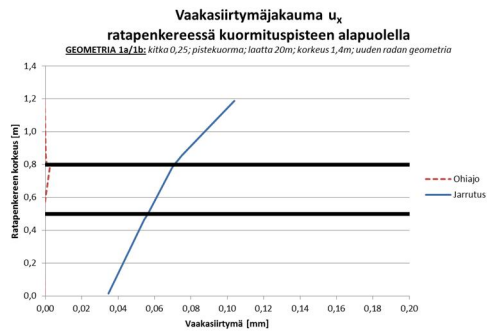
Minimum value:  $-0.15$  Maximum value:  $0.15$

**Huom.** Inkrementaalinen pystysiirtymä kertoo kuinka suuren lisäyksen kokonaispystysiirtymään kuormitusvaihe 14 aiheuttaa. Kokonaispystysiirtymän kuvitus pengerialueen päässä kuormitusvaiheessa 14 ei ole mielekästä, koska pystysiirtymä pengerialueen päällä on huomattavasti vähäisempää kuin aikaisemmissa kuormitusvaiheissa 1-7 pengerialueen ulkopuolella.

Kuvat jarrutuksesta kuormitusvaiheessa 14.

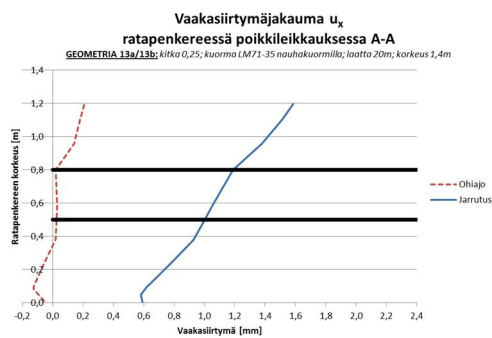
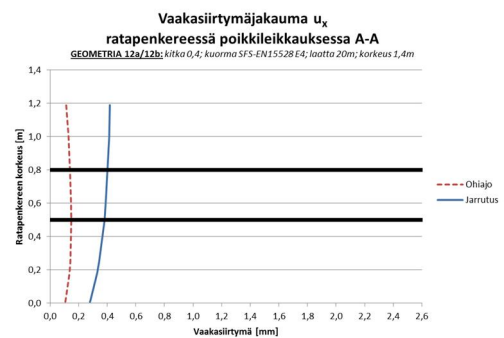
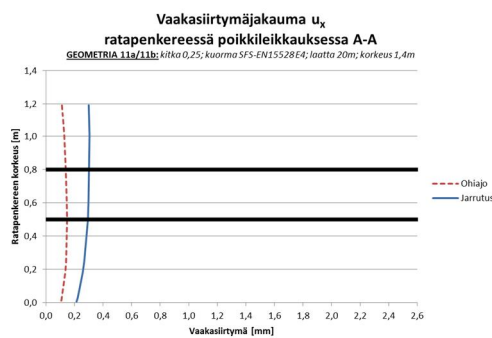
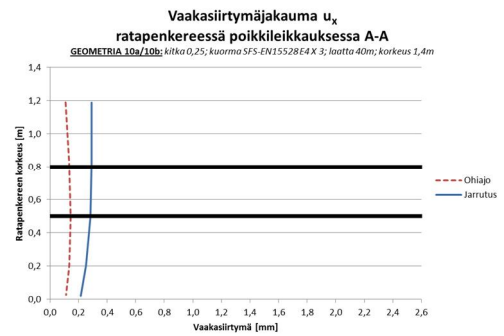
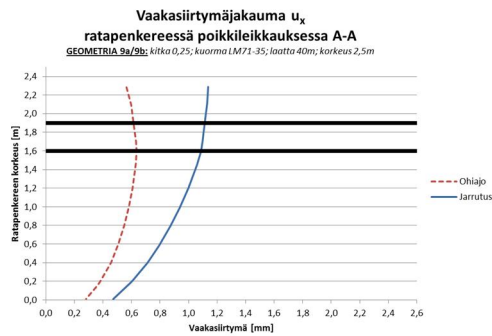
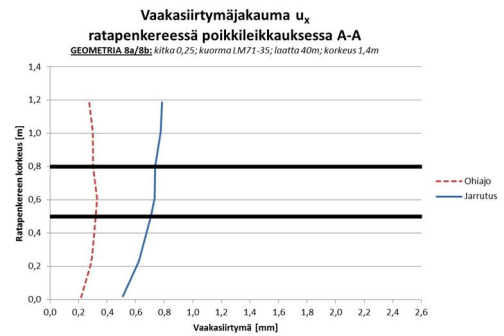
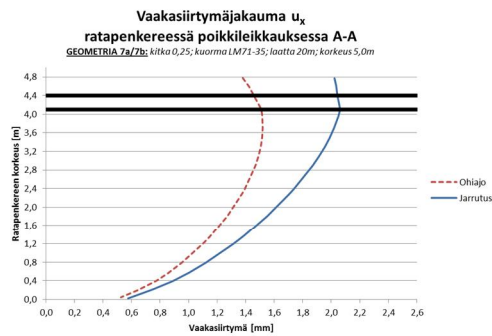
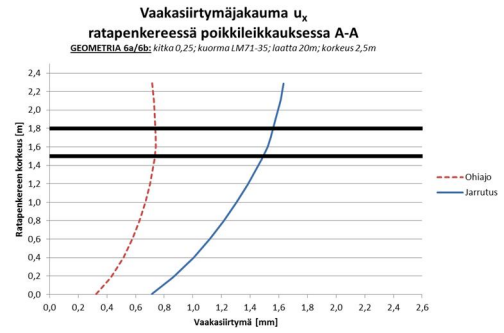
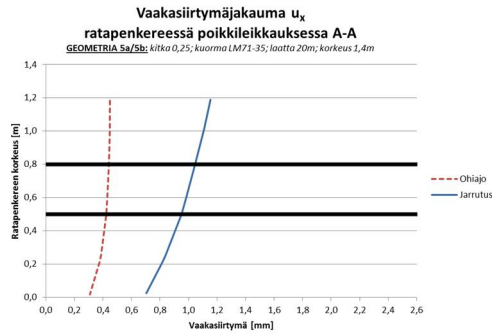
## Liite 2. Ratapenkereen vaakasiirtymäjakauma

### Pistekuormat

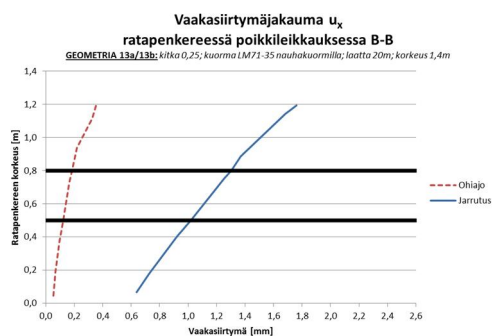
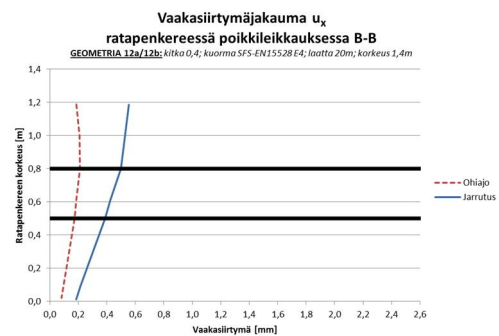
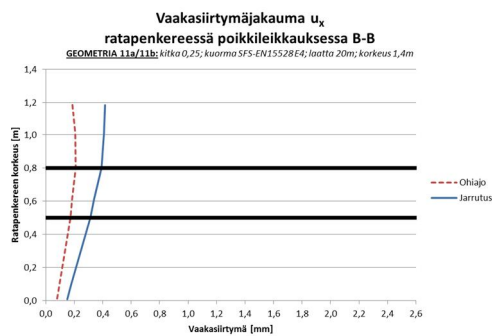
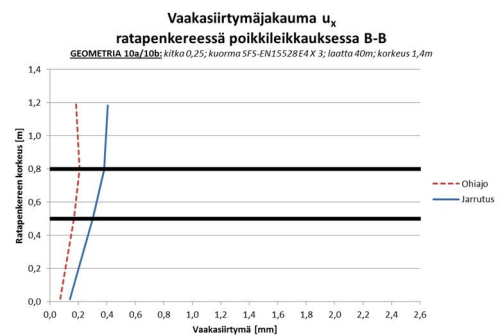
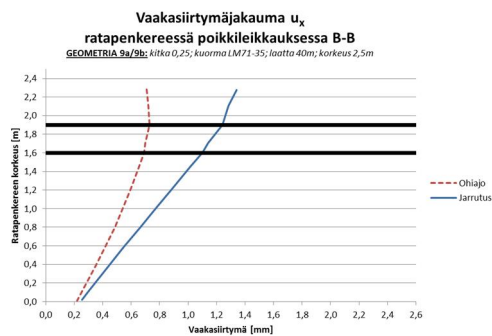
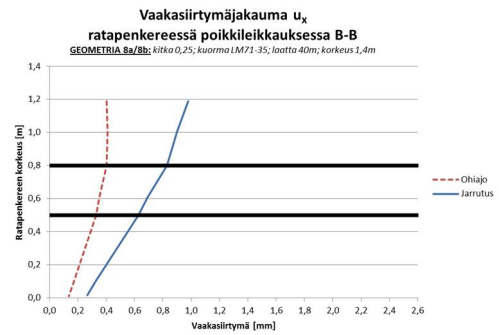
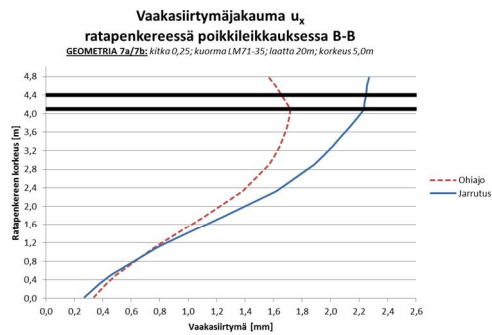
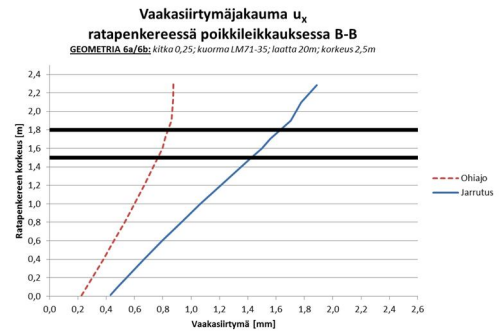
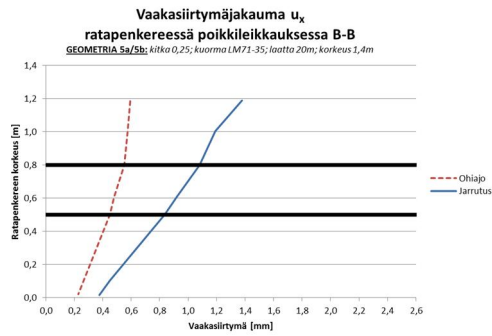


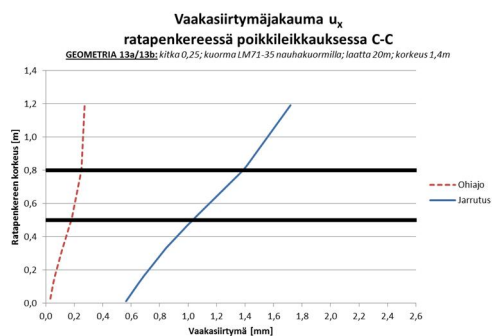
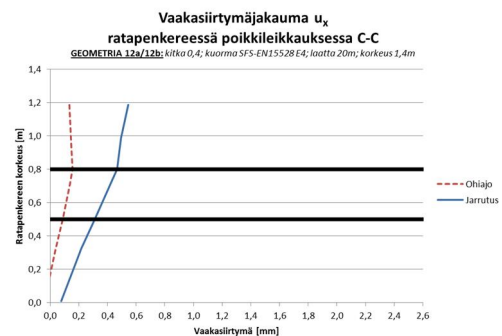
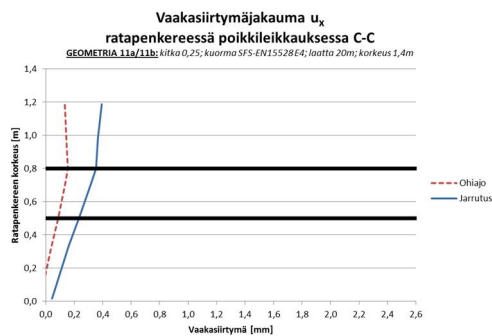
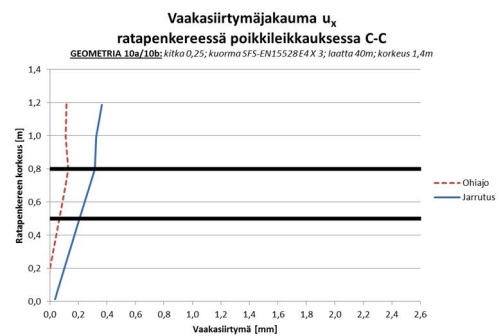
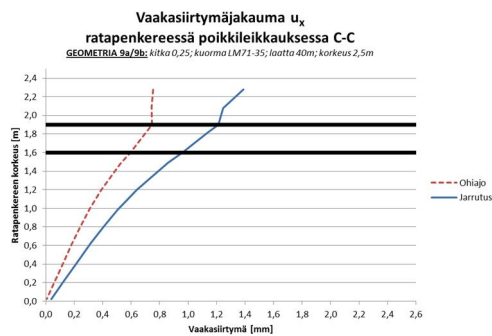
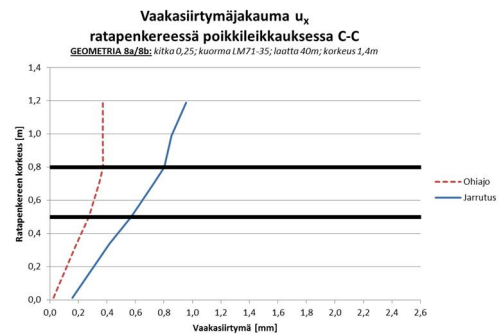
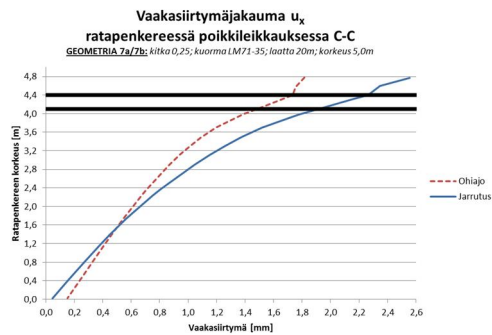
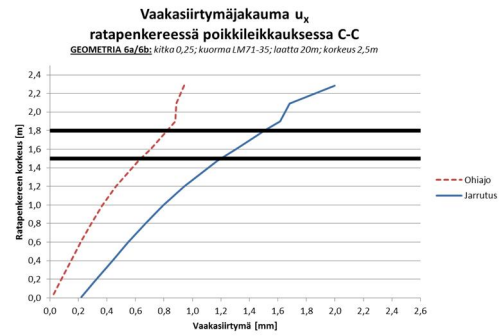
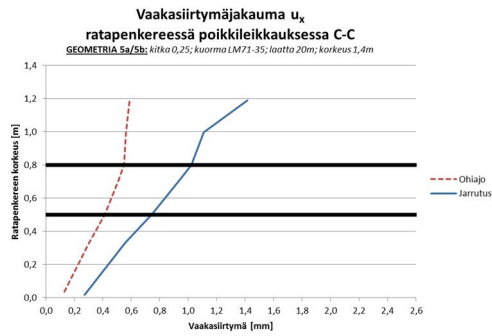
## Mitoituskuormat

### Poikkileikkaus A-A



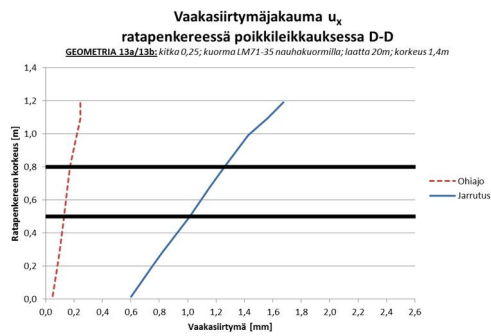
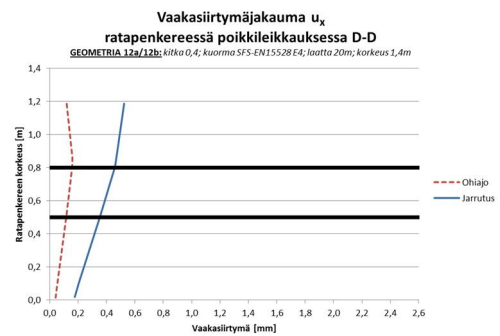
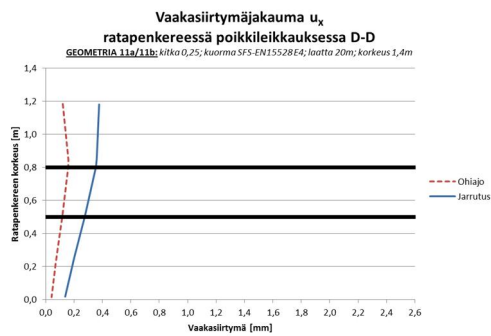
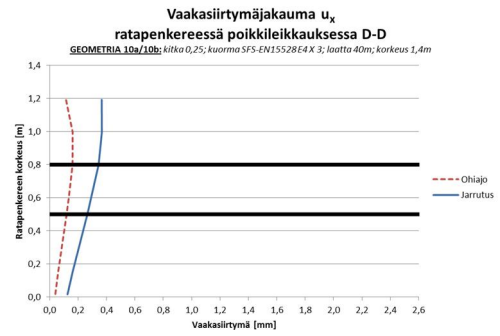
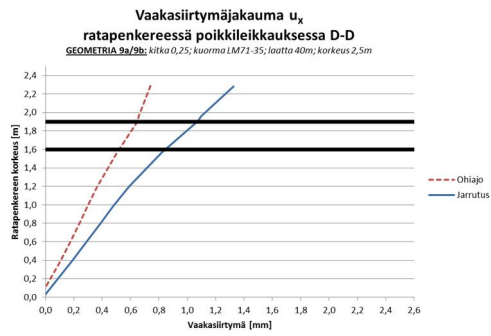
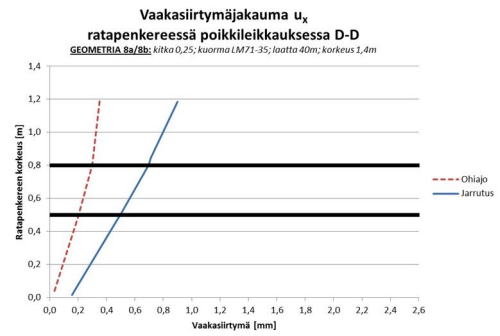
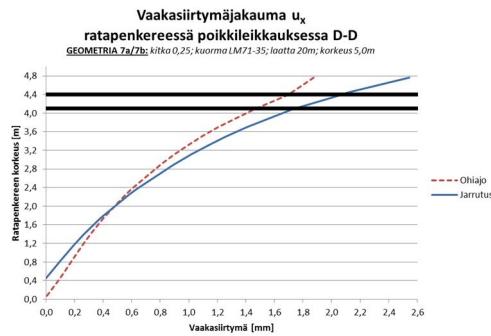
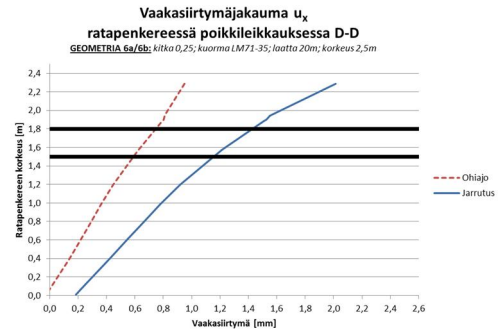
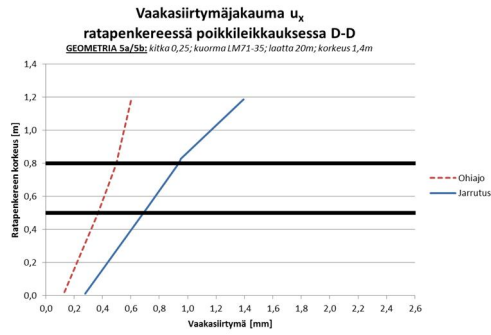
# Poikkileikkaus B-B



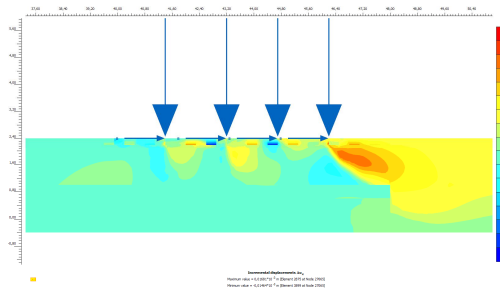
Poikkileikkaus C-C



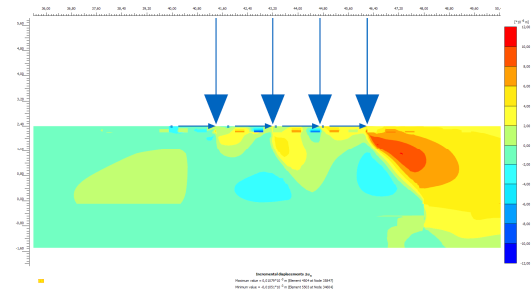
# Poikkileikkaus D-D



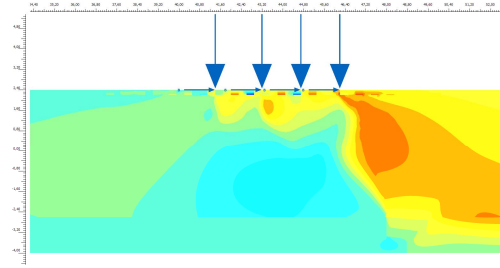


Inkrementaalinen vaakasiirtymäjakauma

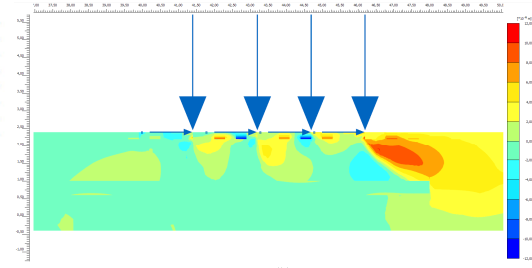
Geometria 5



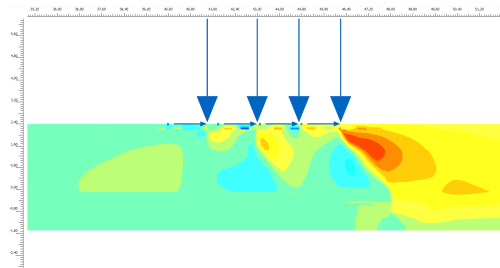
Geometria 6



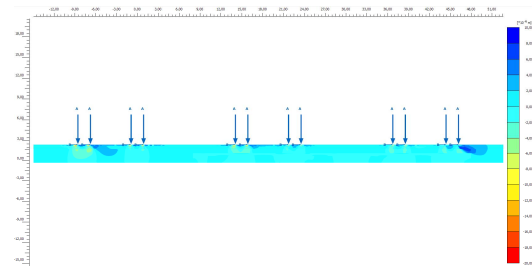
Geometria 7



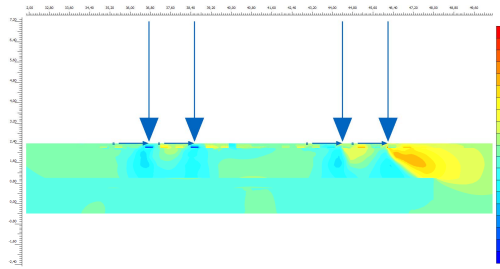
Geometria 8



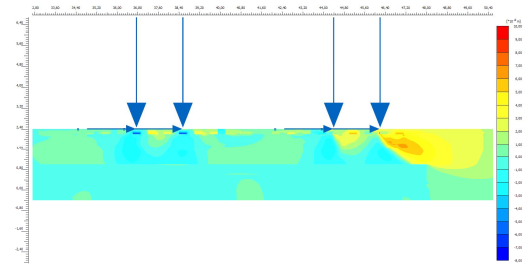
Geometria 9



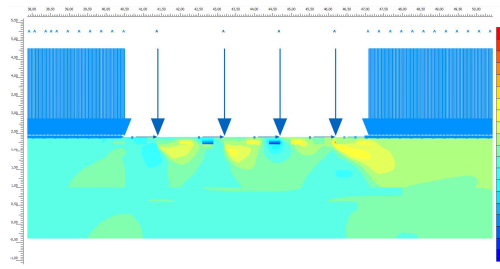
Geometria 10



Geometria 11



Geometria 12



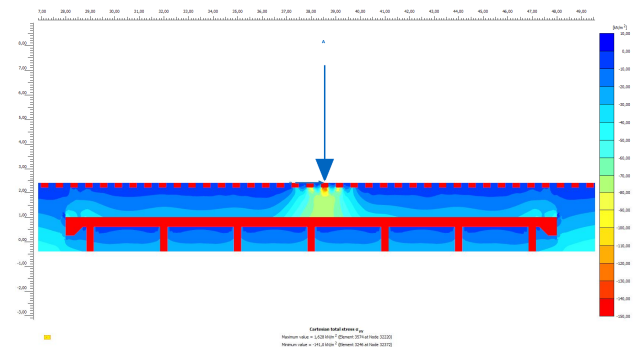
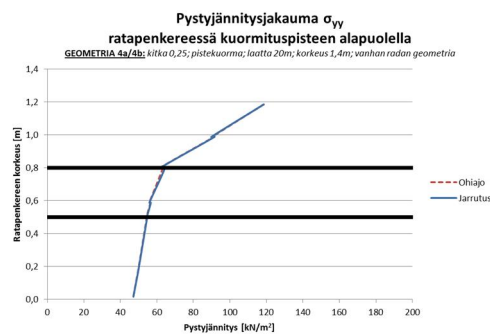
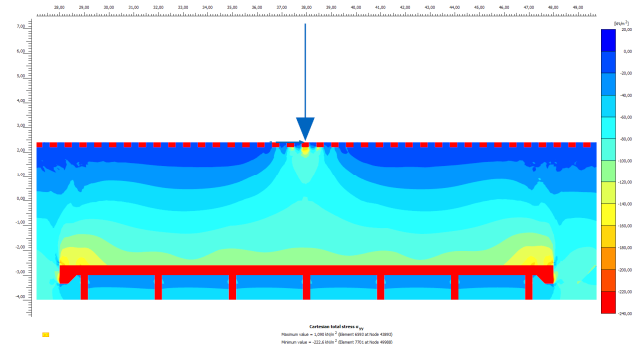
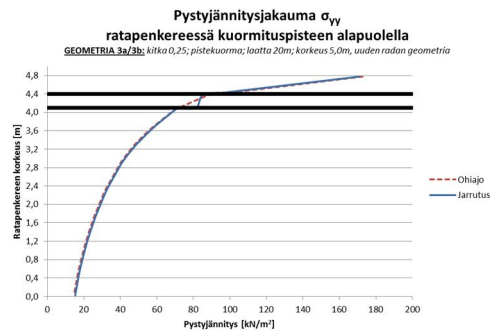
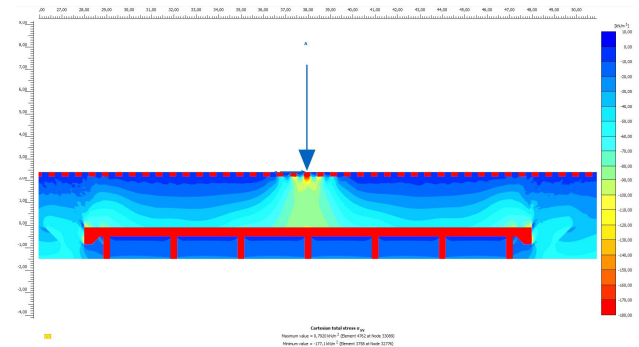
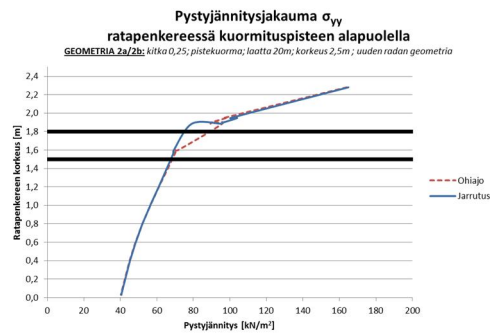
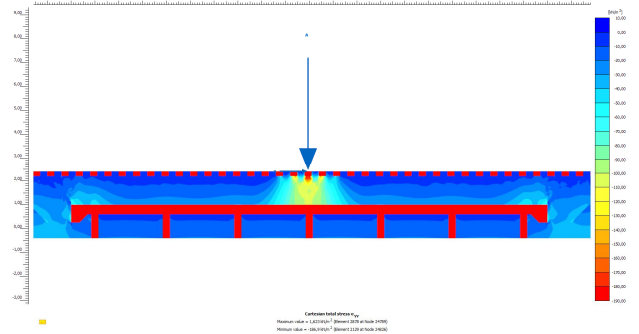
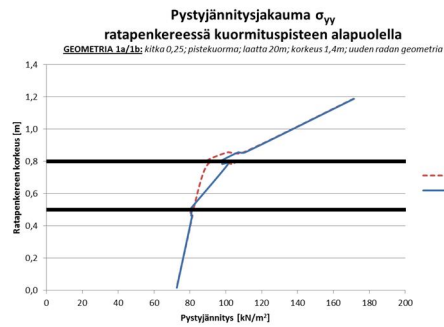
Geometria 13

**Huom.** Inkrementaalinen vaakasiirtymä kertoo kuinka suuren lisäyksen kokonaisvaakasiirtymään kuormitusvaihe 14 aiheuttaa. Kokonaisvaakasiirtymän kuvitus pengerlaatan päässä kuormitusvaiheessa 14 ei ole mielekäästä, koska vaakasiirtymä pengerlaatan päällä on huomattavasti vähäisempää kuin aikaisemmissa kuormitusvaiheissa 1-7 pengerlaatan ulkopuolella.

Kuvat jarrutuksesta kuormitusvaiheessa 14.

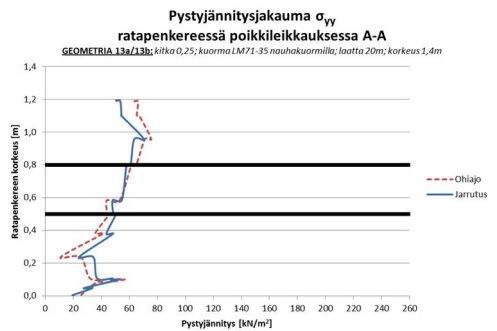
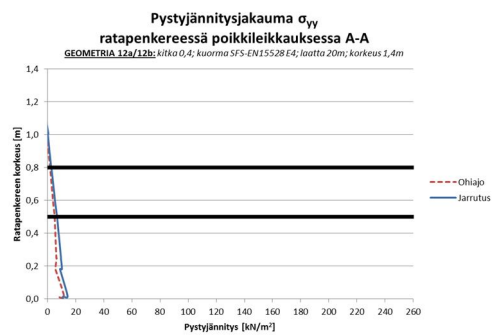
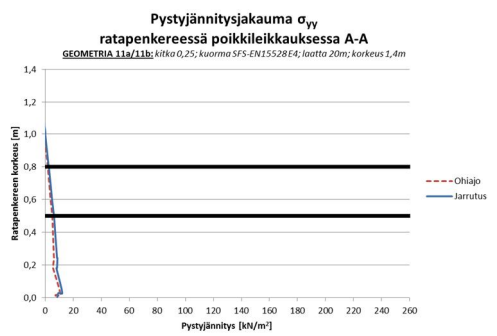
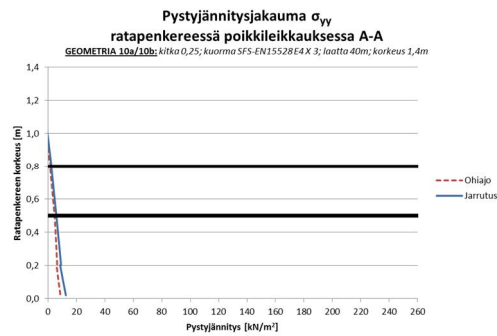
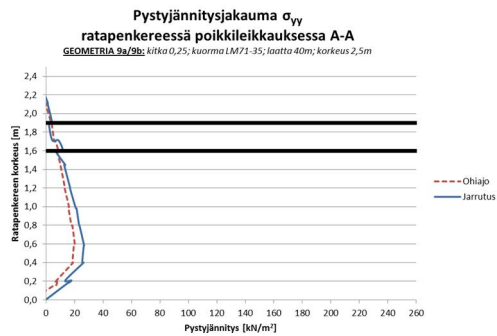
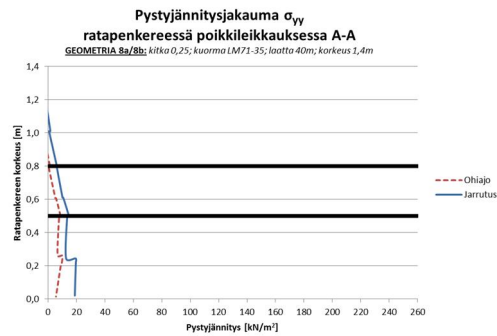
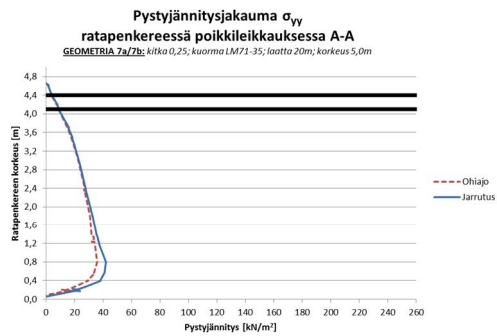
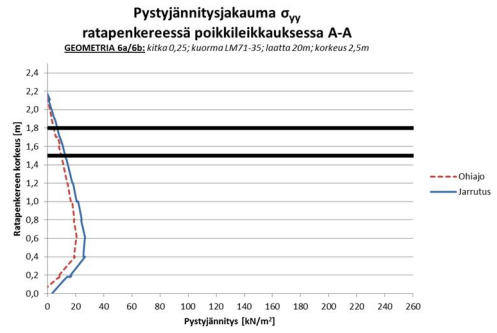
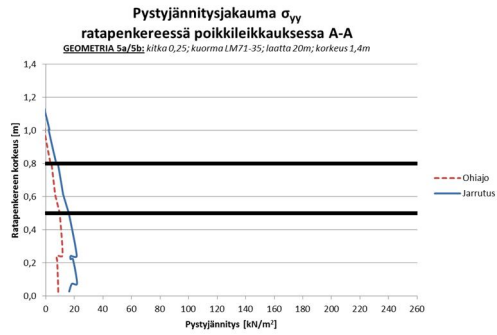
## Liite 3. Ratapenkereen pystyjännitysjaakauma

### Pistekuormat



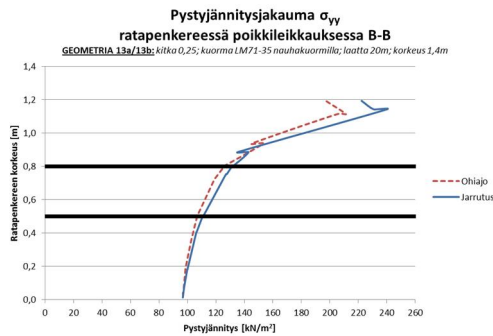
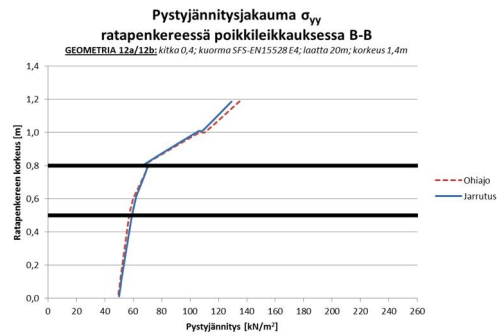
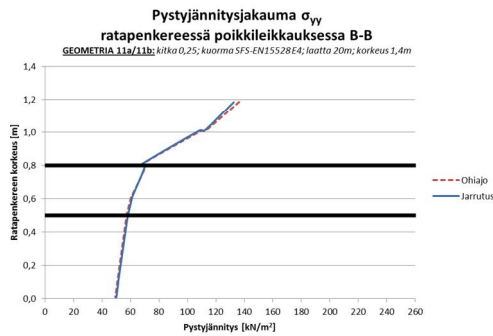
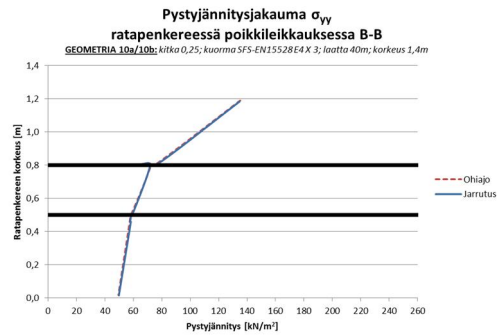
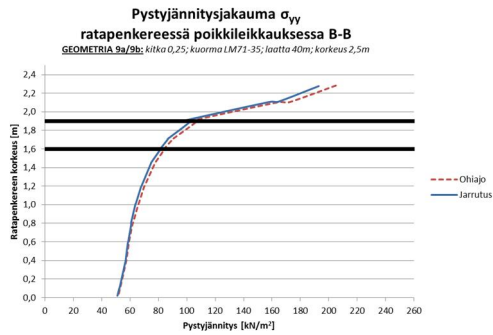
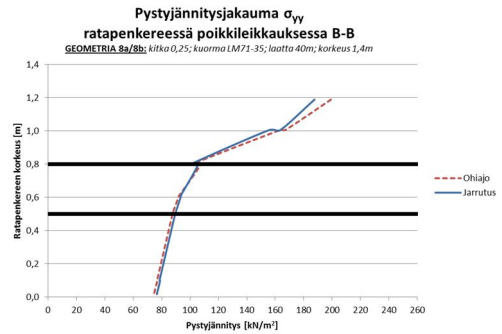
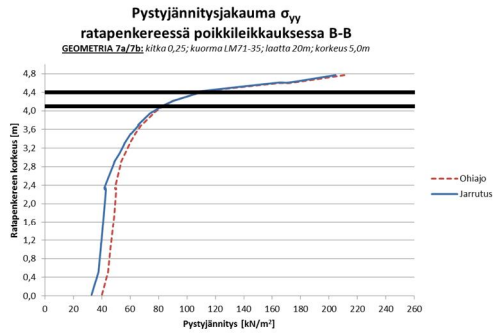
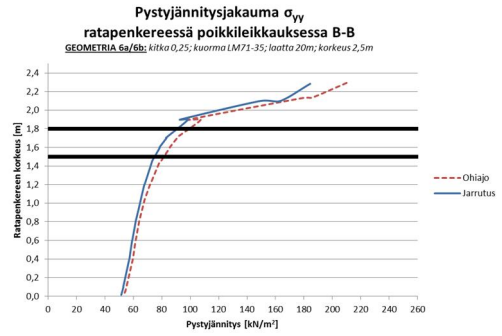
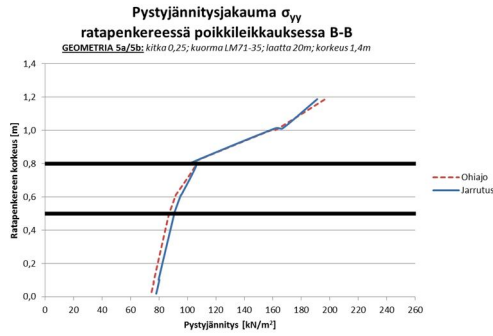
## Mitoituskuormat

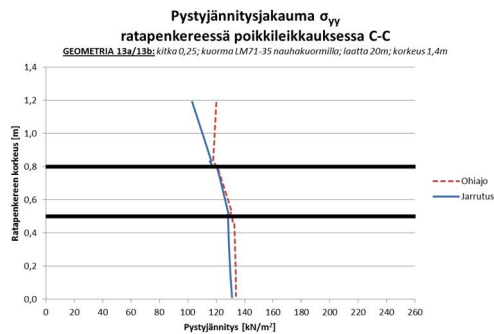
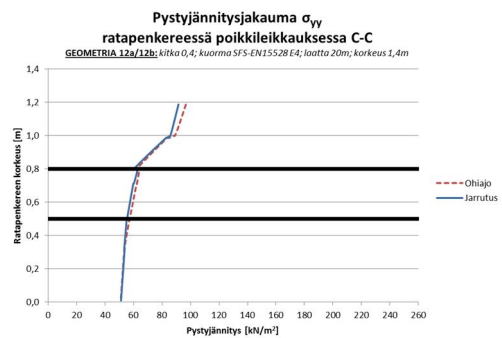
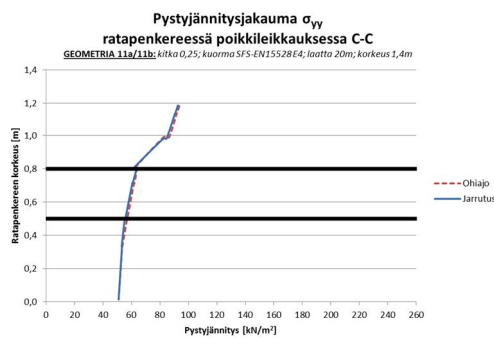
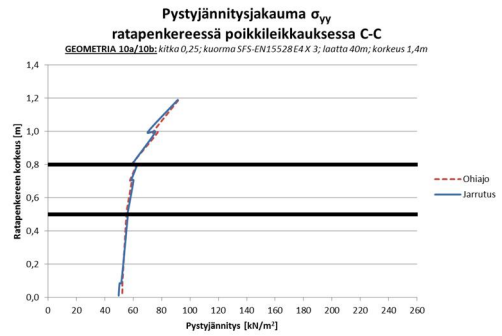
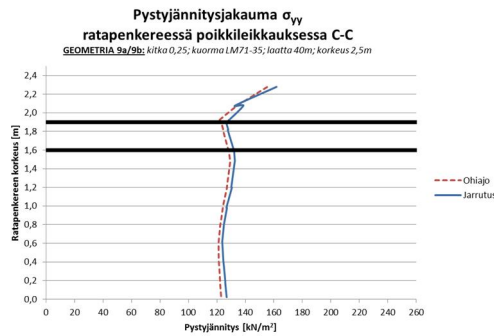
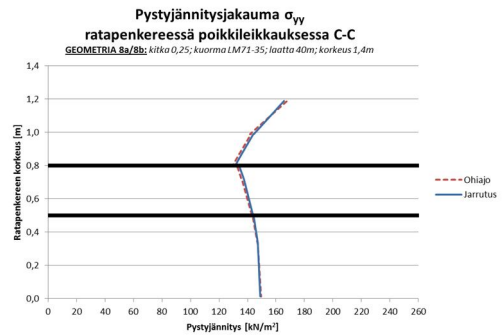
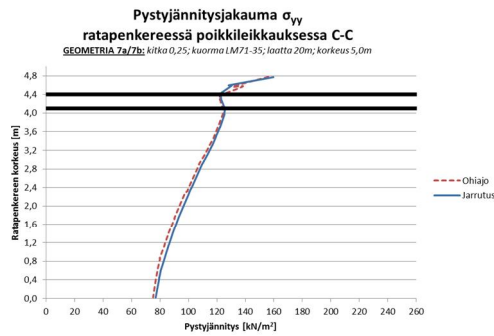
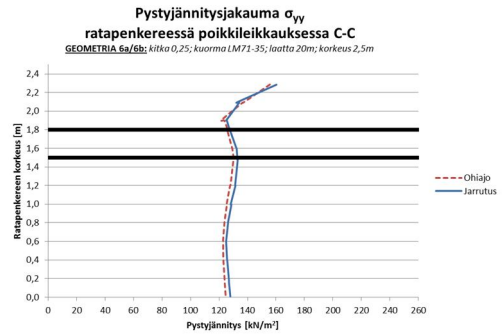
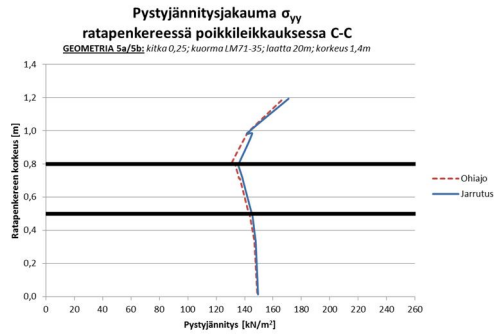
### Poikkileikkaus A-A

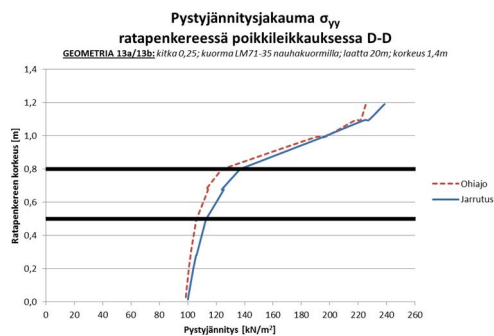
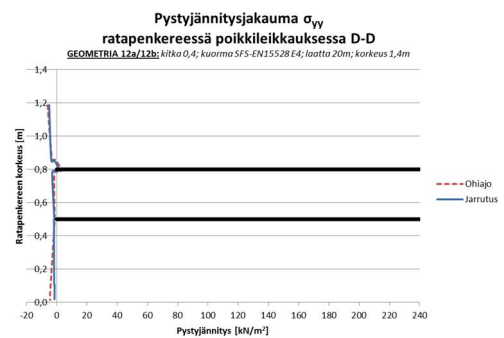
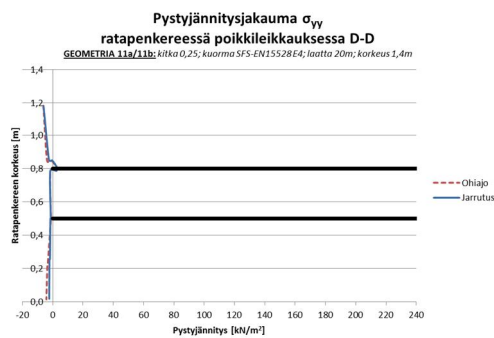
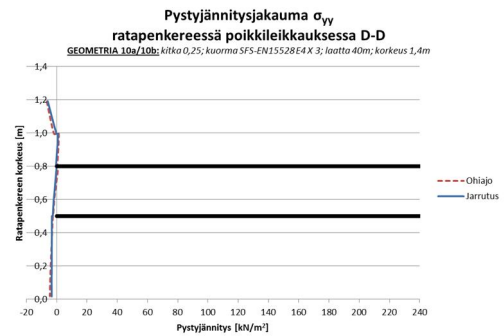
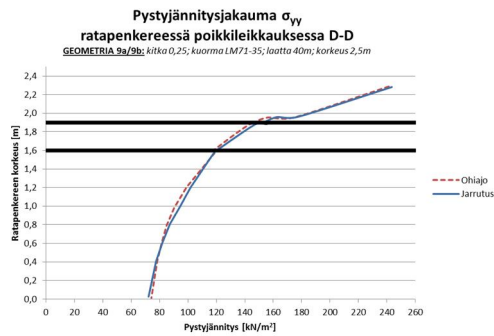
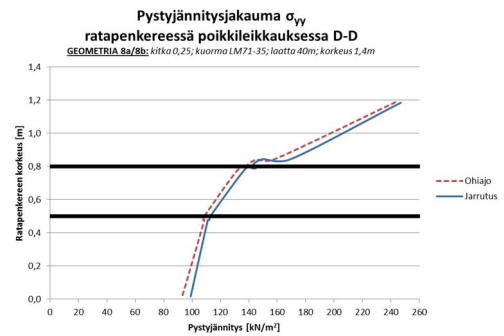
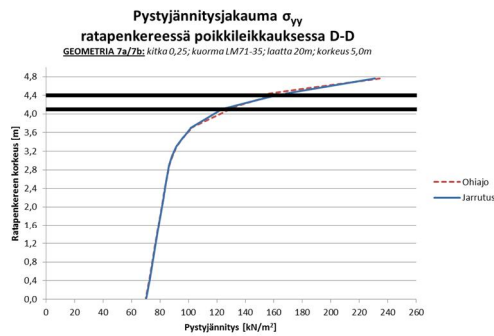
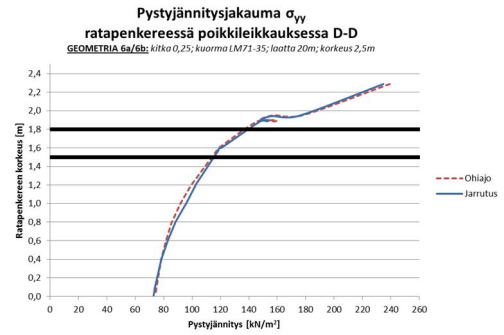
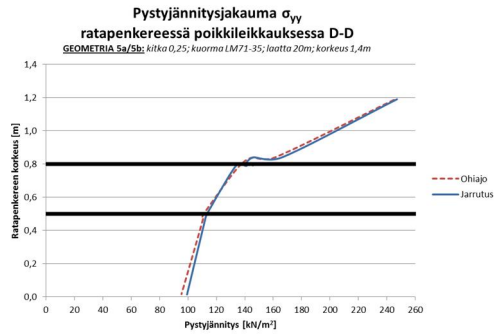


**Huom.** Kaikki esitetyt tulokset ovat viimeisestä kuormitusvaiheesta 14. Tulokset edustavat ainoastaan kuormituksen vaikutusta. Kuormitusvaiheen 14 jännityksistä on vähennetty Rakennusvaiheessa II vallitseva ratarakenteiden omasta painosta johtuva maanpaine.

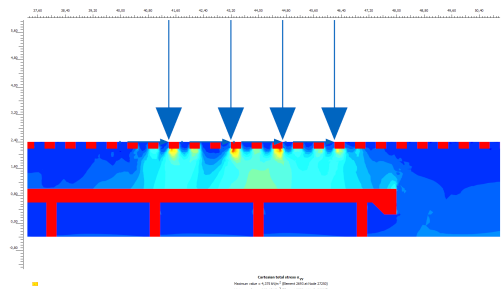
# Poikkileikkaus B-B



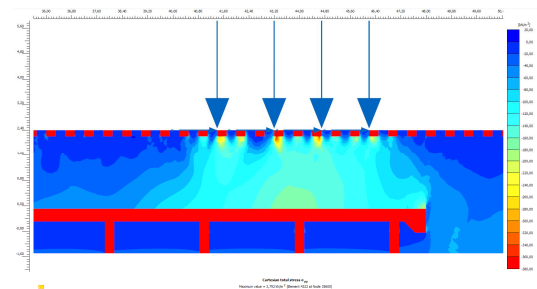
Poikkileikkaus C-C

Poikkileikkaus D-D

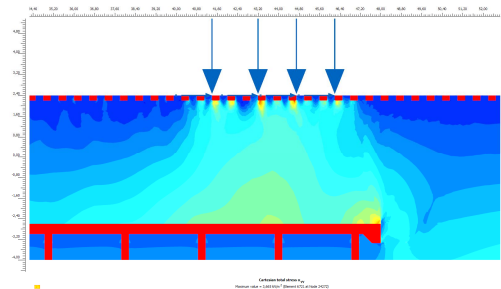
# Pystyjännitysjaakauma



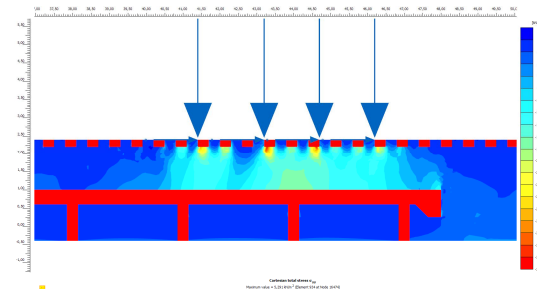
Geometria 5



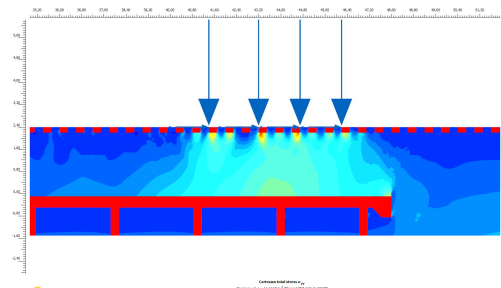
Geometria 6



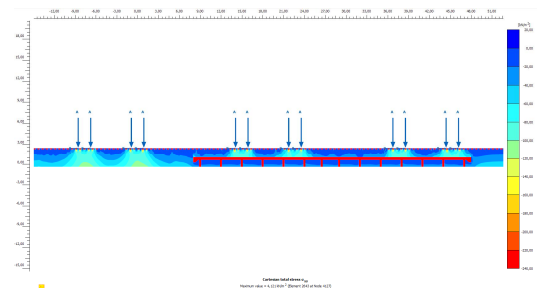
Geometria 7



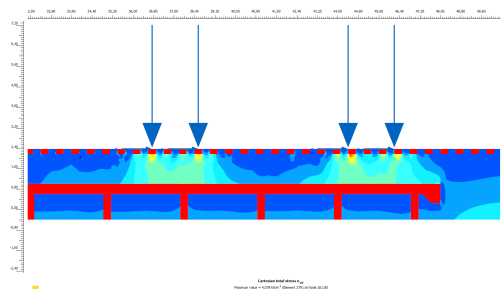
Geometria 8



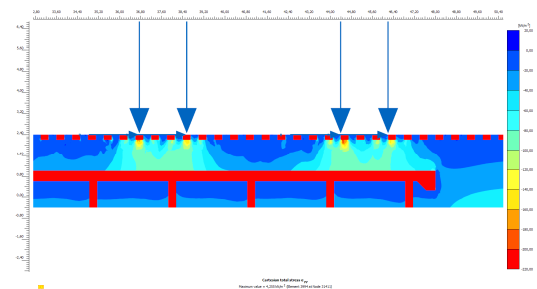
Geometria 9



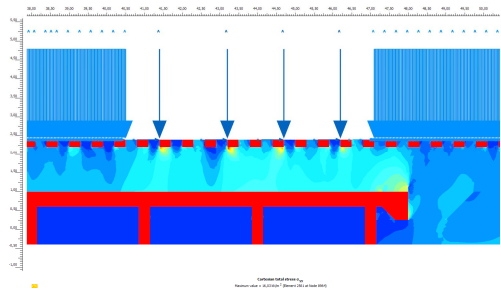
Geometria 10



Geometria 11



Geometria 12



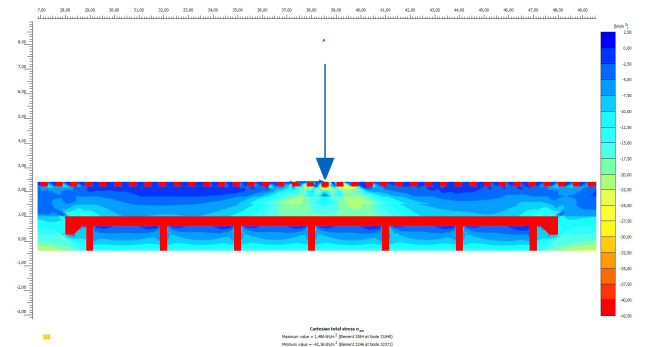
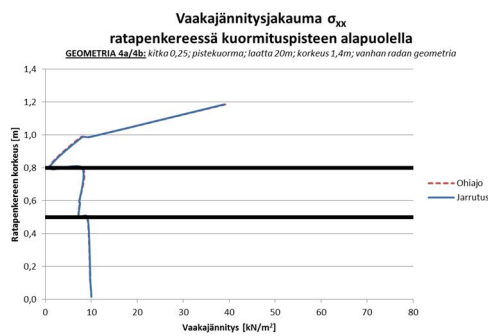
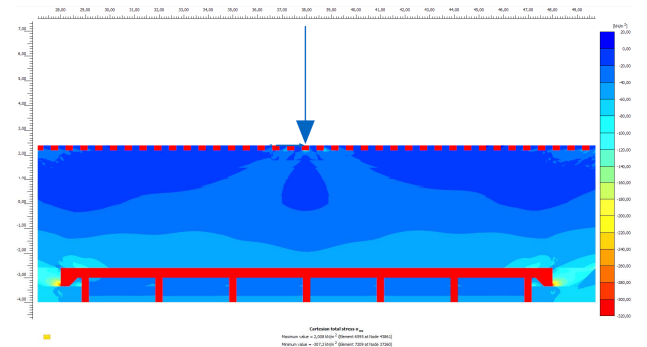
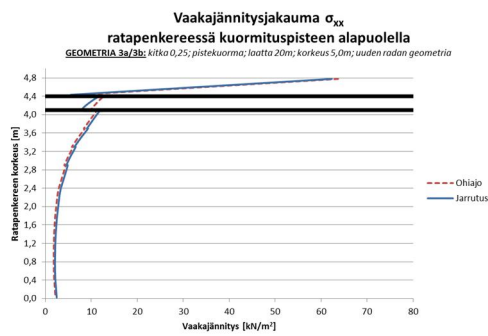
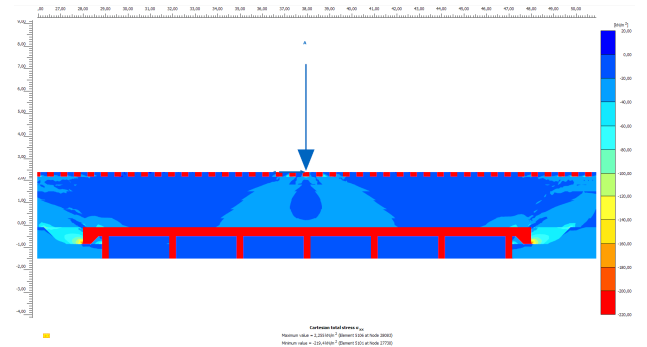
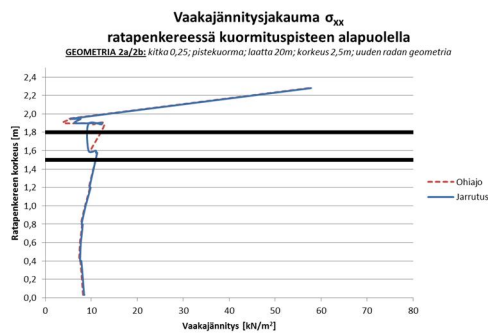
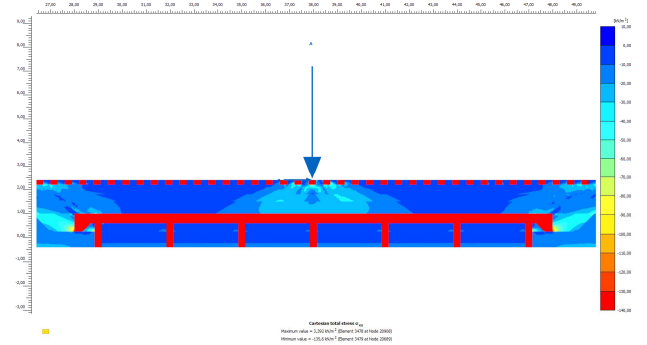
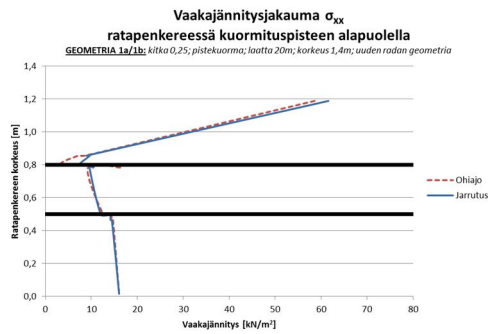
Geometria 13

Kuvat jarrutuksesta kuormitusvaiheessa 14.



## Liite 4. Ratapenkereen vaakajännitysjaakauma

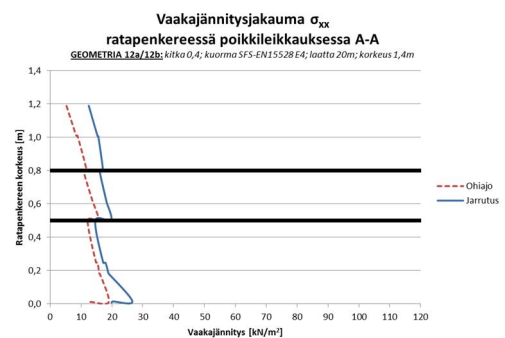
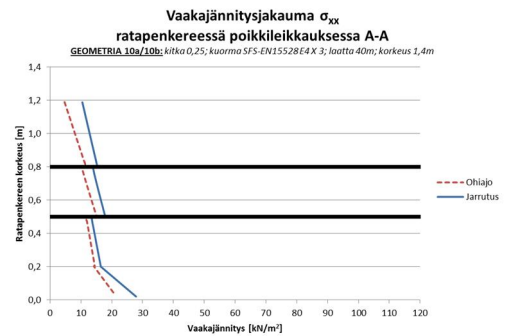
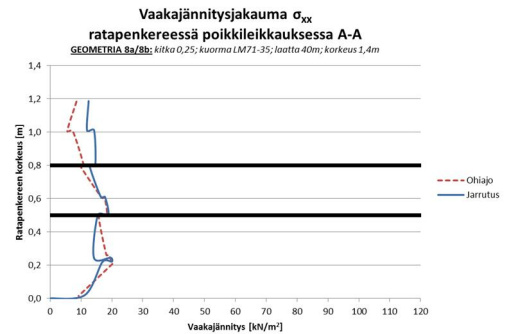
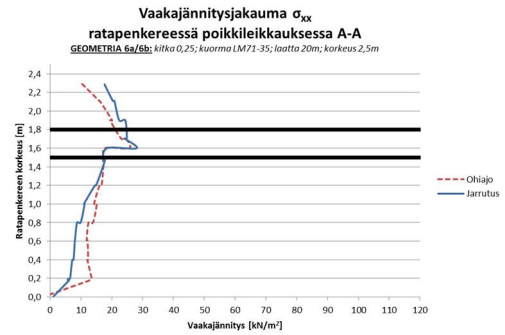
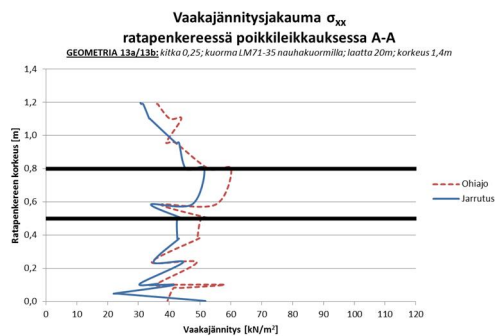
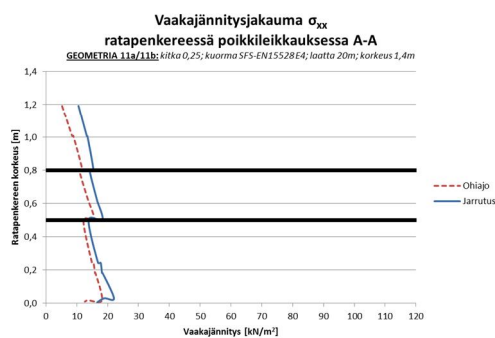
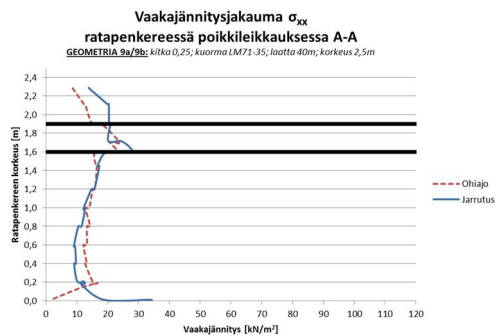
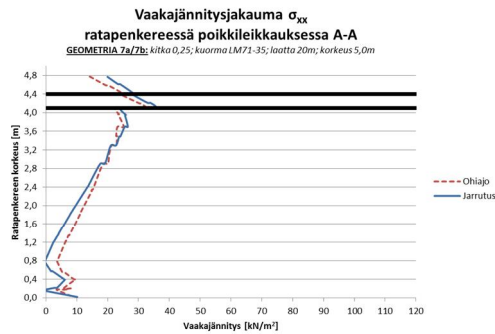
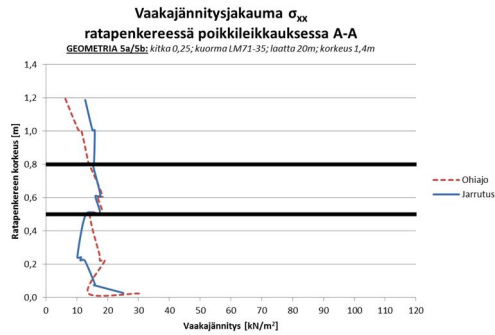
### Pistekuormat



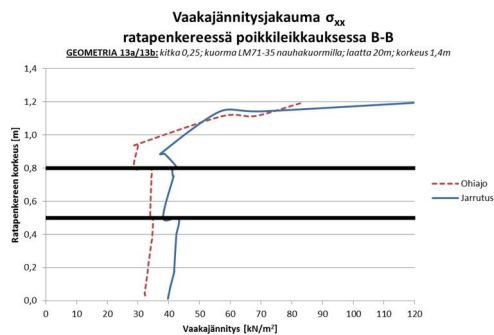
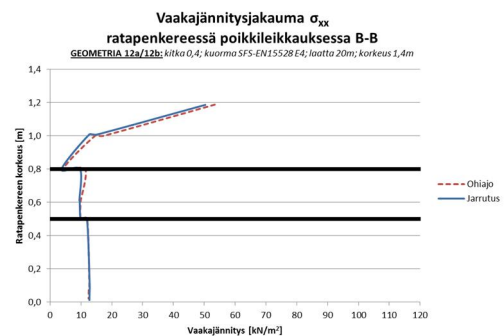
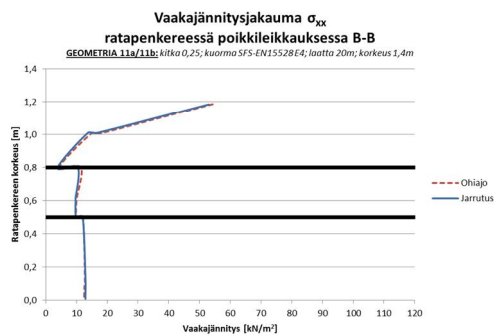
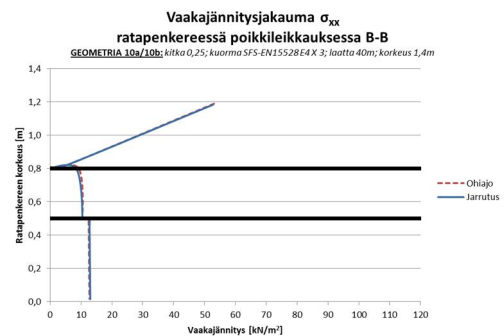
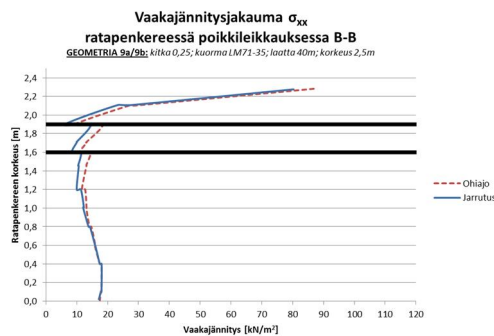
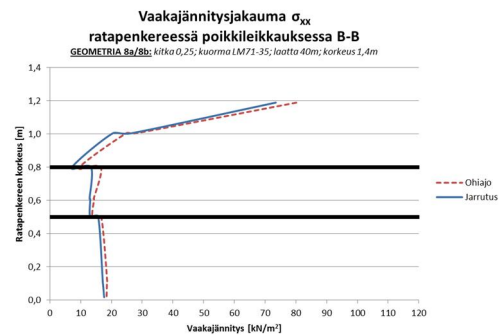
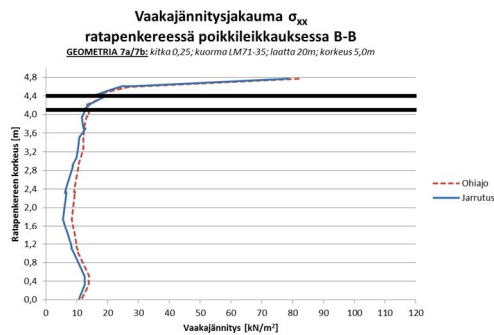
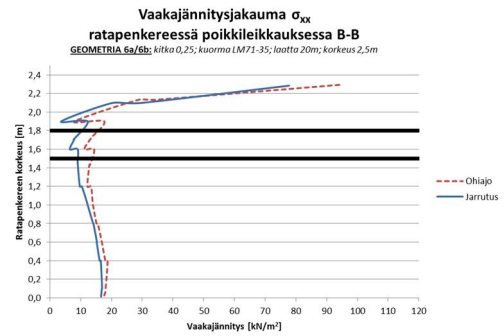
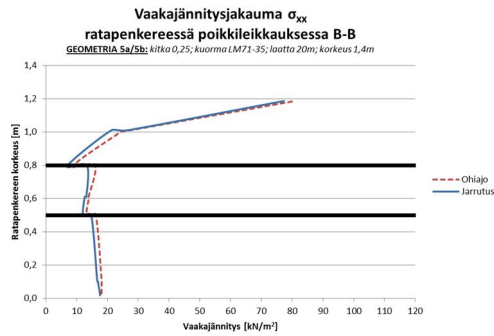


## Mitoituskuormat

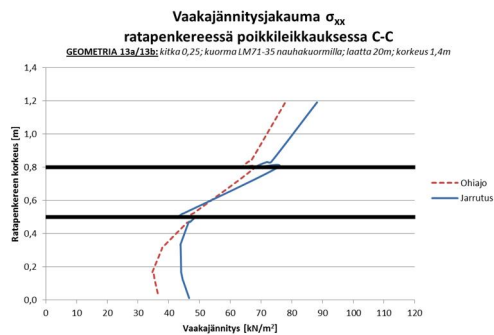
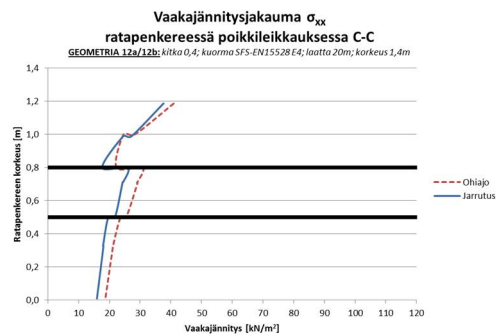
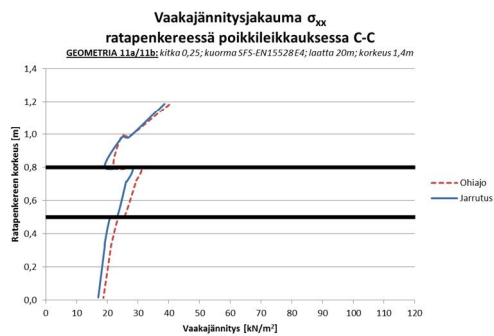
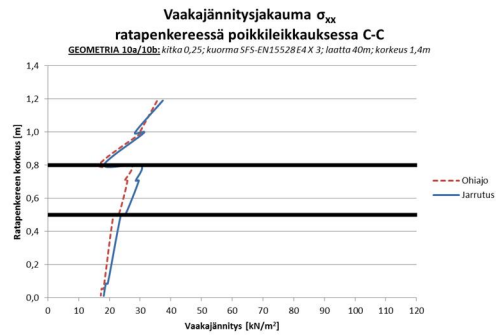
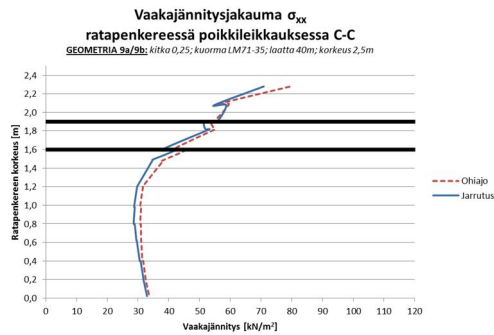
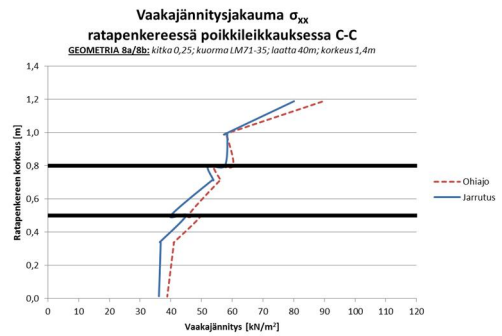
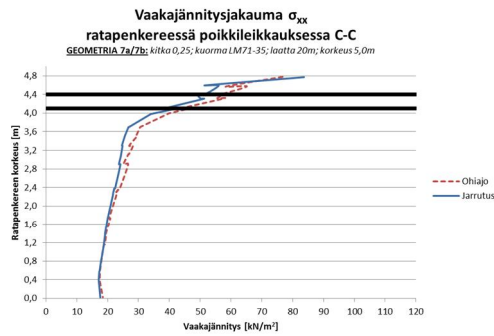
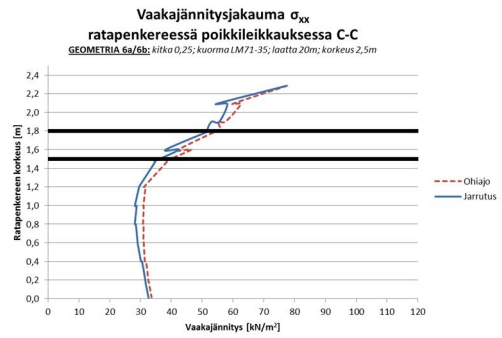
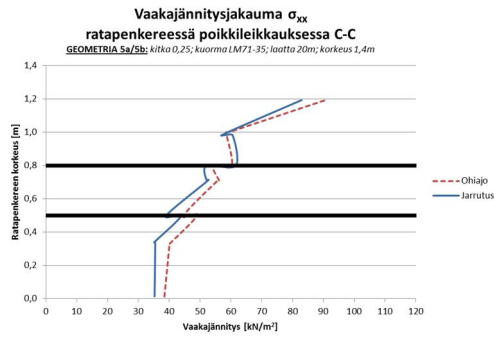
### Poikkileikkaus A-A



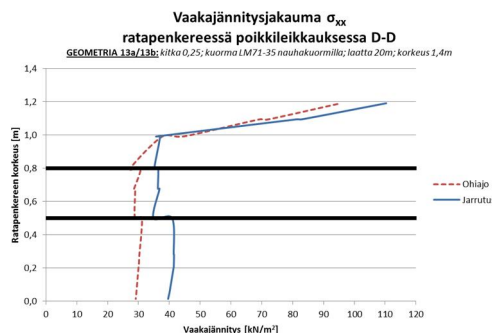
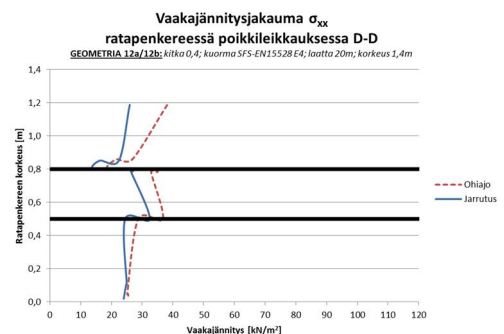
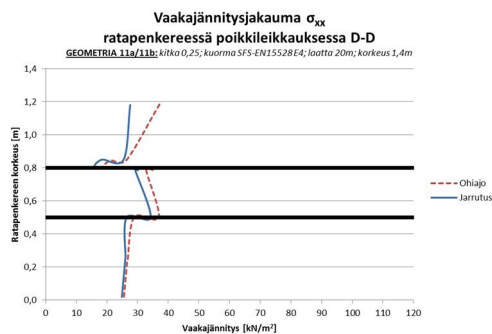
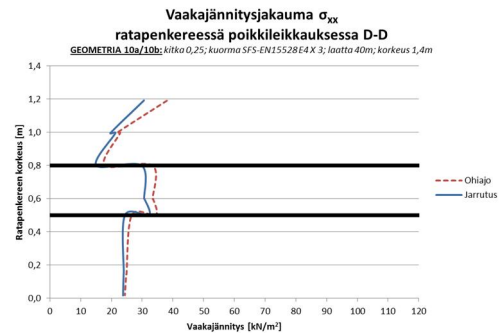
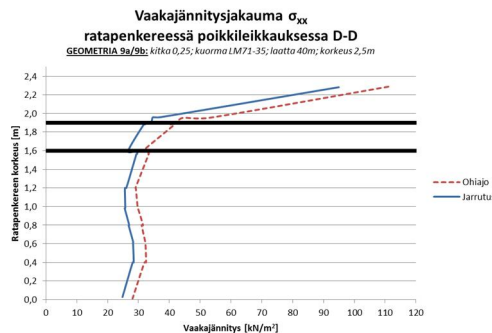
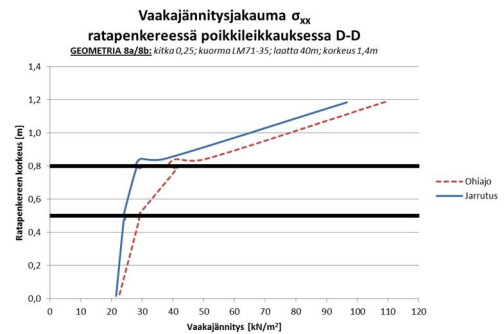
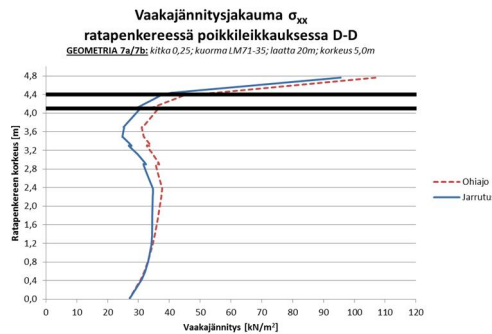
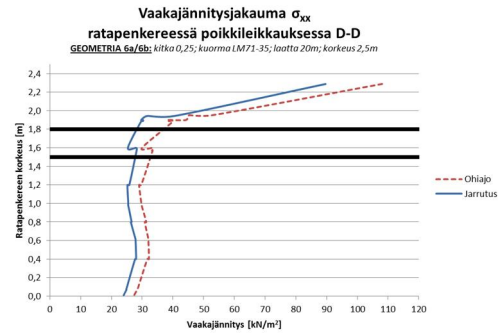
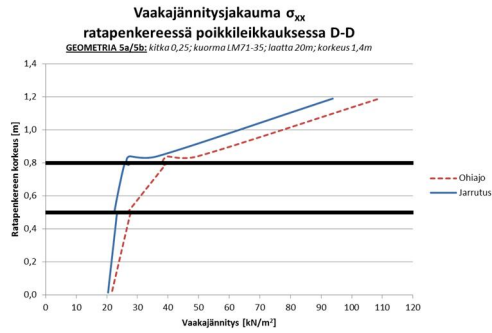
**Huom.** Kaikki esitetyt tulokset ovat viimeisestä kuormitusvaiheesta 14. Tulokset edustavat ainoastaan kuormituksen vaikutusta. Kuormitusvaiheen 14 jännityksistä on vähennetty Rakennusvaiheessa II vallitseva ratarakenteiden omasta painosta johtuva maanpaine.

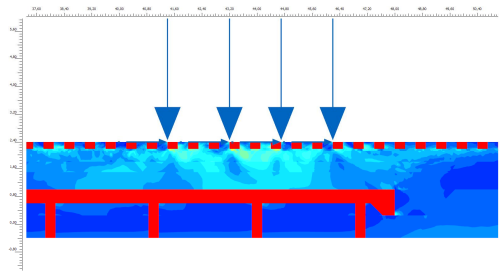
Poikkileikkaus B-B

# Poikkileikkaus C-C

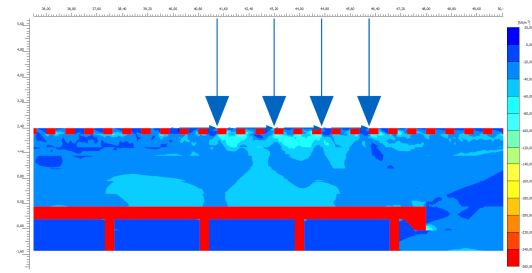


# Poikkileikkaus D-D

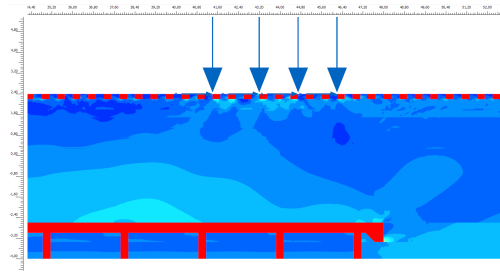


Vaakajännitysjaakauma

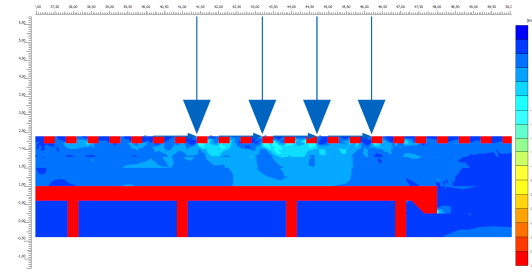
Geometria 5



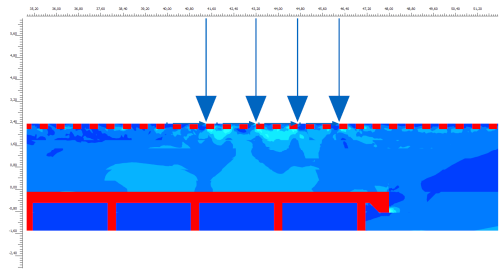
Geometria 6



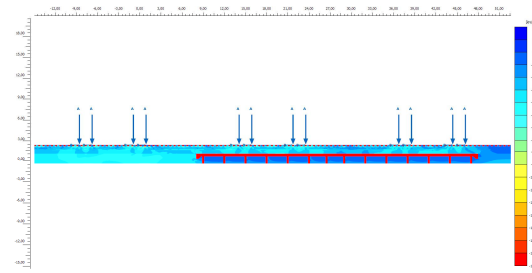
Geometria 7



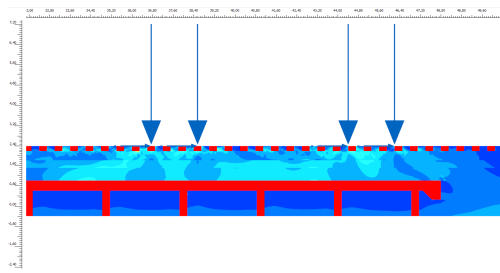
Geometria 8



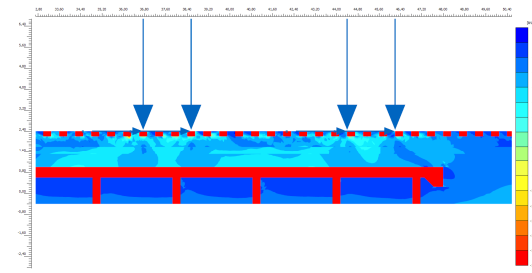
Geometria 9



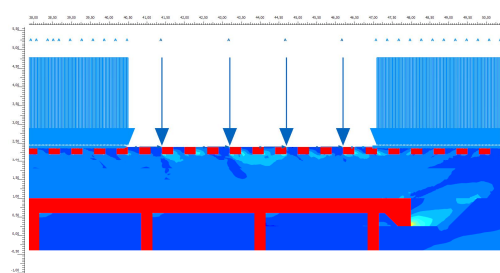
Geometria 10



Geometria 11



Geometria 12



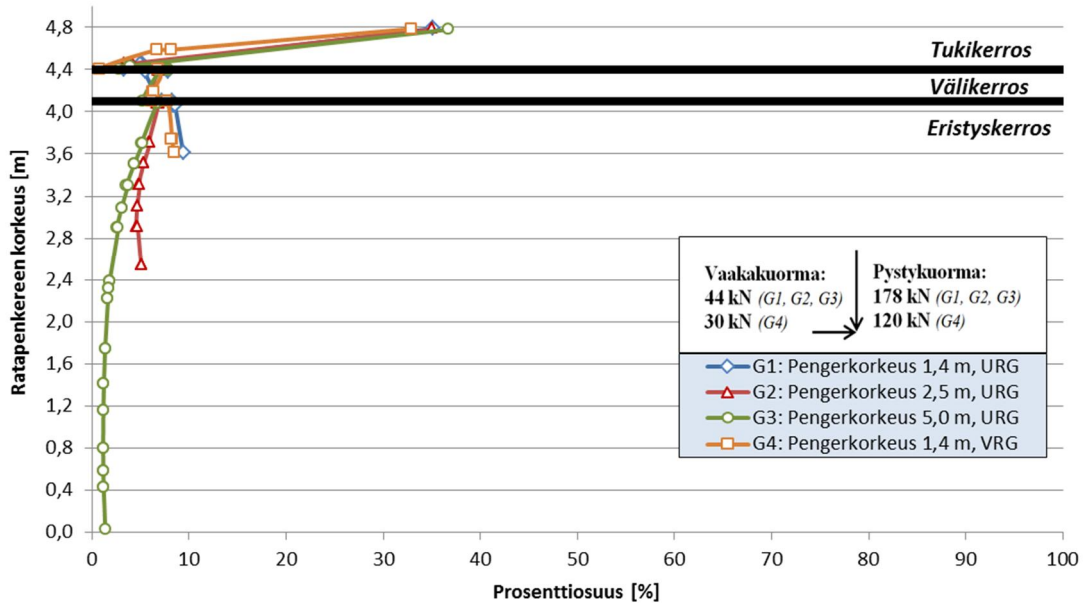
Geometria 13

Kuvat jarrutuksesta kuormitusvaiheessa 14.

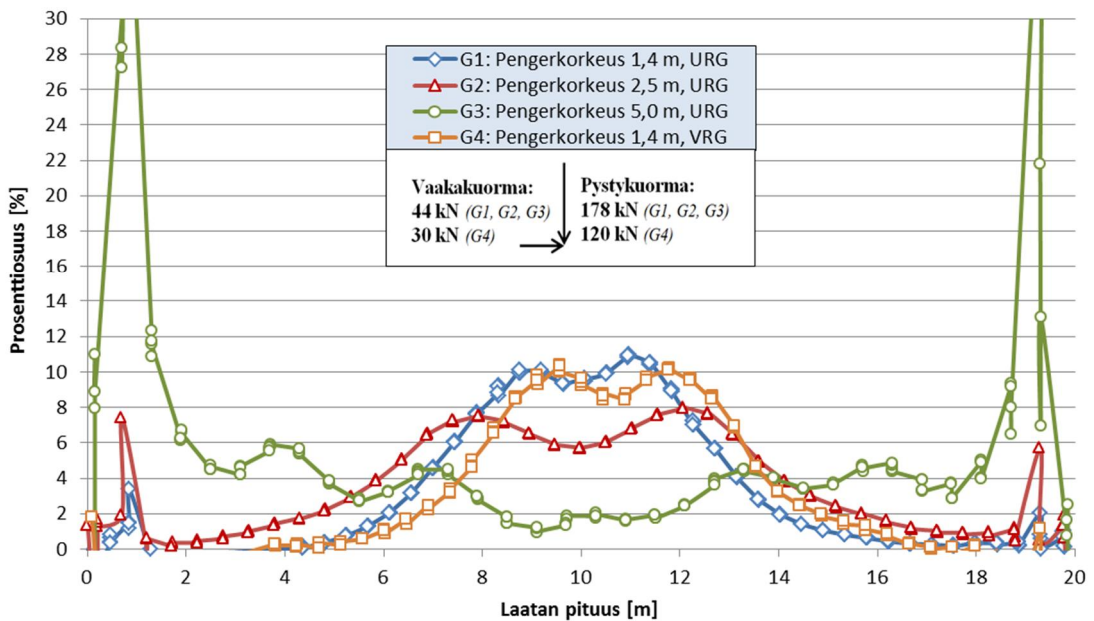
## Liite 5. Vaakajännityksen prosenttiosuus ratapölkyn alapinnassa vallitsevasta maksimipystyjännityksestä

### Pistekuormat

Vaakajännityksen osuus maksimipystyjännityksestä  
pistekuorman alapuolella



Pengerlaatan yläpinnan vaakajännityksen osuus ratapölkyn  
alapinnan maksimipystyjännityksestä

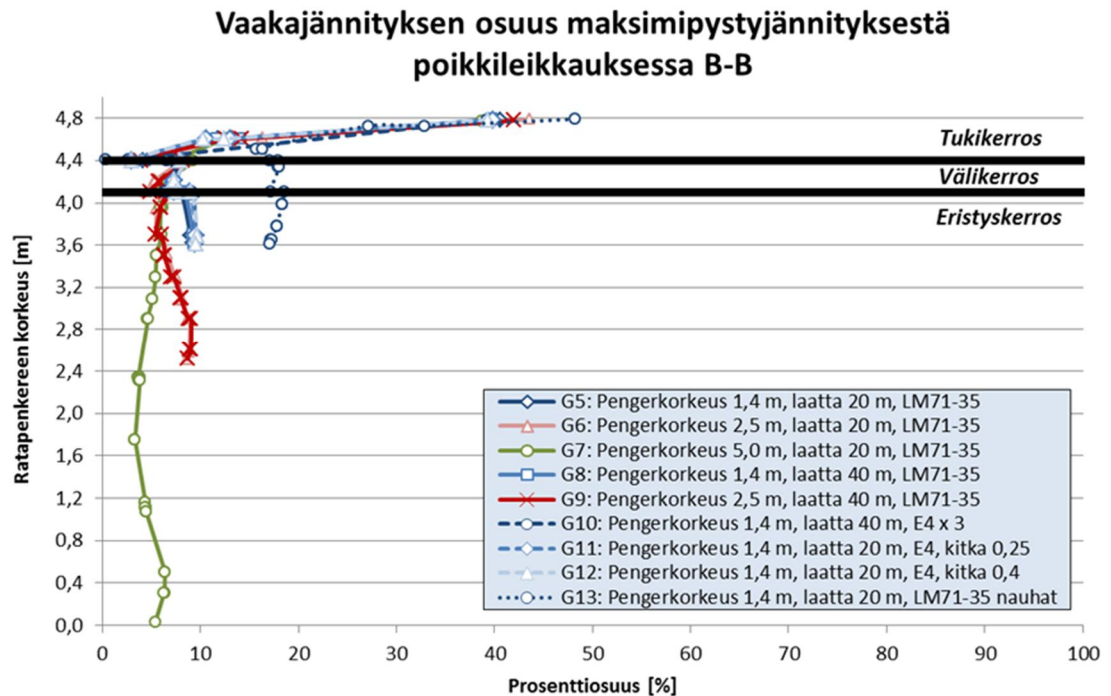


**Huom.** Tuloksia tulkitessa on hyvä huomata, että vaakajännitys suoraan kuormituspisteen alapuolella on pienempi kuin sen vieressä vasemmalla tai oikealla puolella [kts. Liite 4 (1/7)]. Tästä johtuen yllä esitetyt tulokset edustavat ehdottomia minimiarvoja vaakajännityksen ja maksimipystyjännityksen suhteelle.

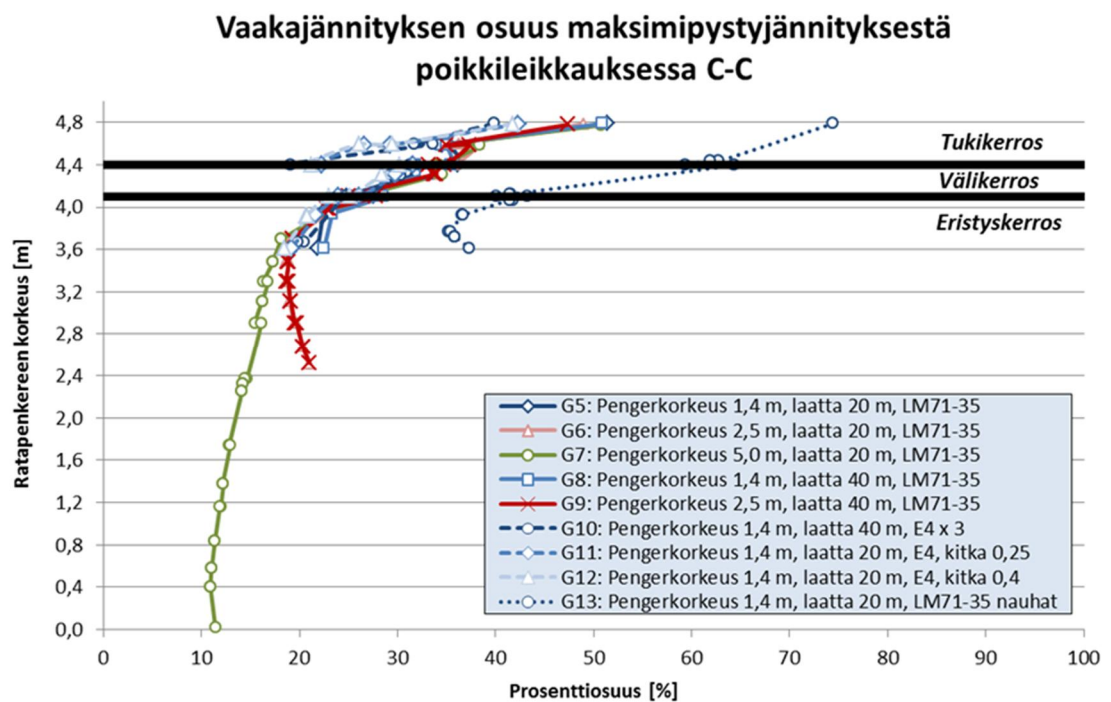


## Mitoituskuormat

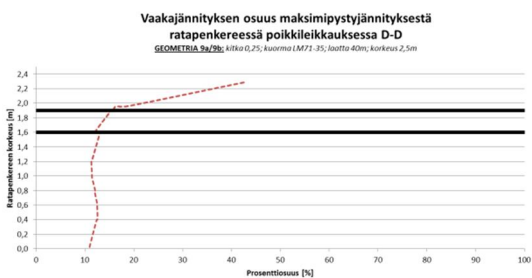
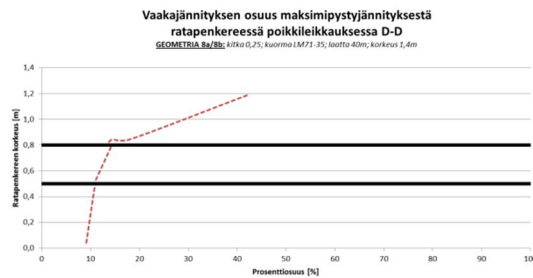
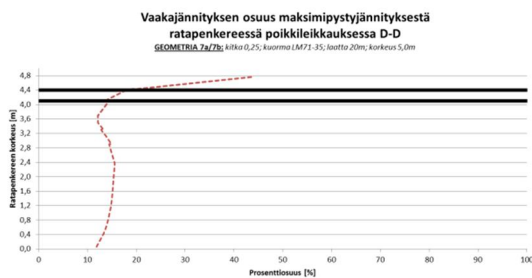
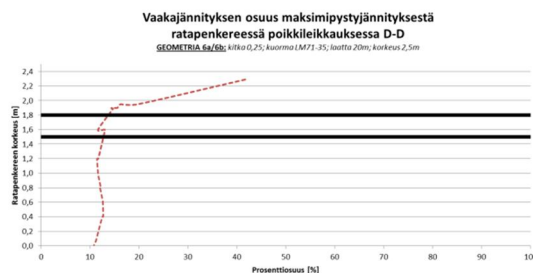
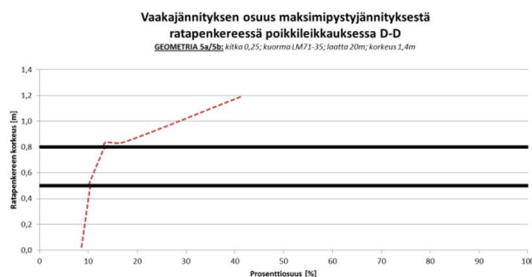
### Poikkileikkaus B-B



### Poikkileikkaus C-C



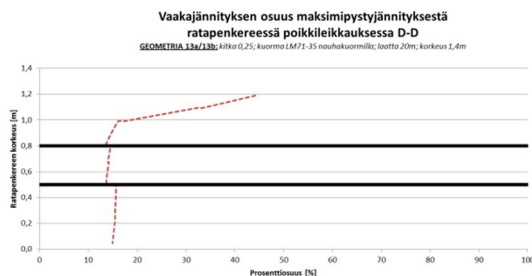
Poikkileikkaus D-D



Ei tuloksia. Pystyjännitys jakauma ei ole edustava [kts. Liite 3 (6/7)].

Ei tuloksia. Pystyjännitys jakauma ei ole edustava [kts. Liite 3 (6/7)].

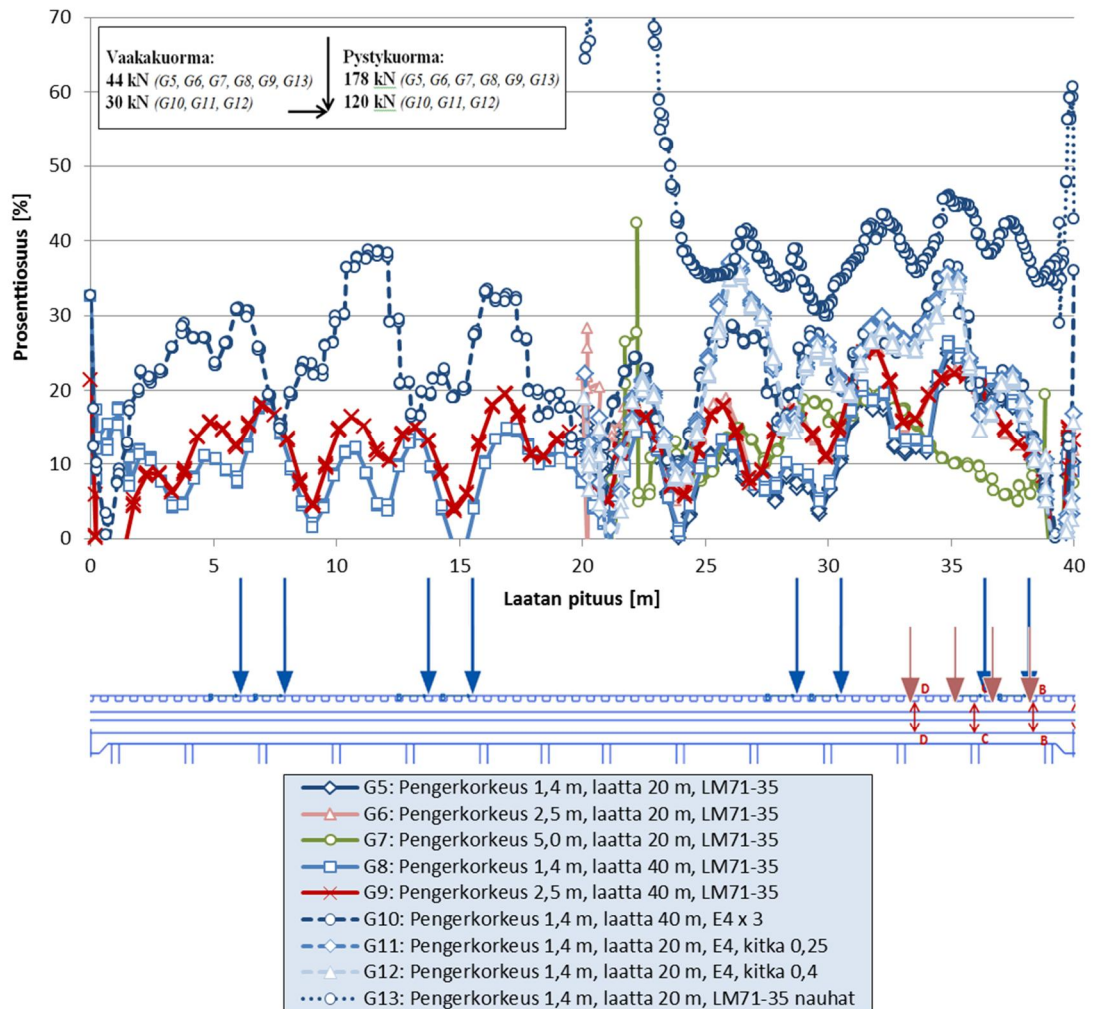
Ei tuloksia. Pystyjännitys jakauma ei ole edustava [kts. Liite 3 (6/7)].





Pengerlaatan yläpinta

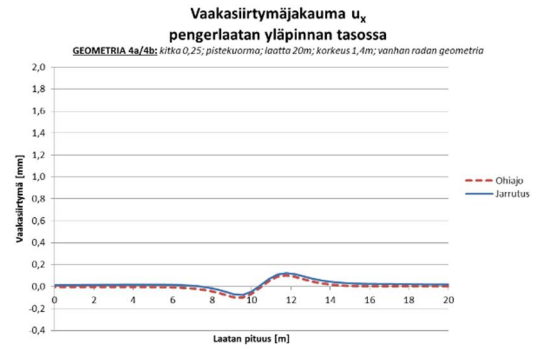
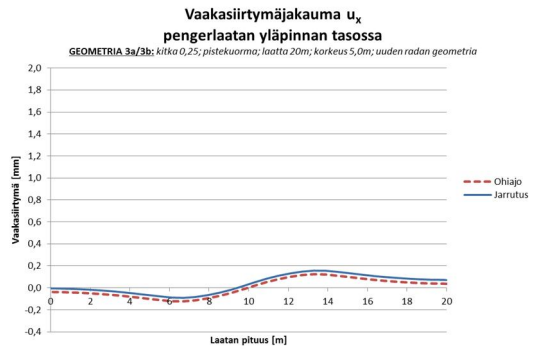
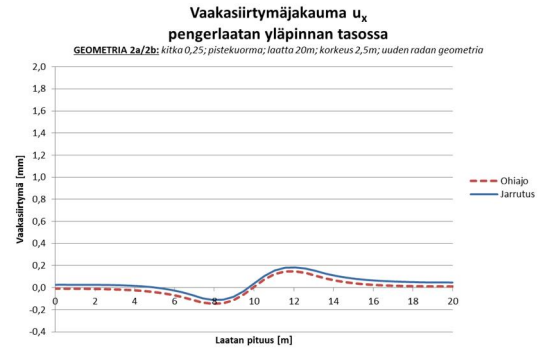
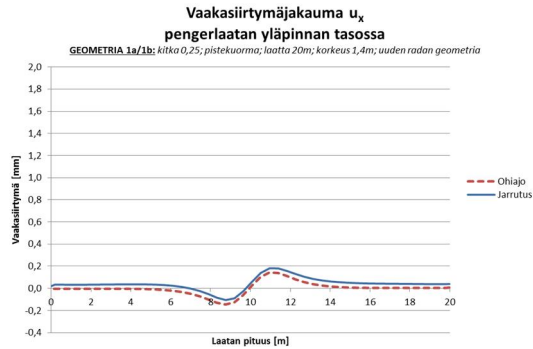
**Pengerlaatan yläpinnan vaakajännityksen osuus ratapölkyn  
alapinnan maksimipystyjännityksestä (Vaihe 14)**



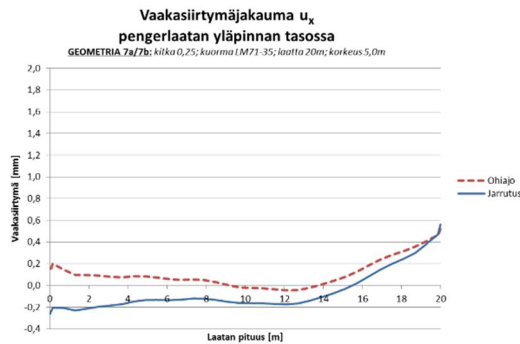
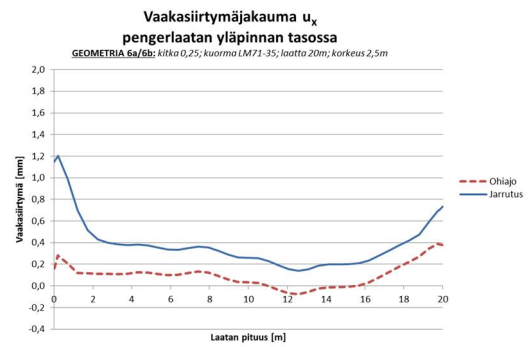
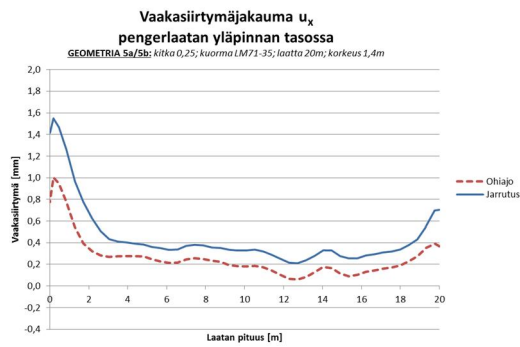
**Huom.** Maksimipystyjännitys on määritetty poikkileikkauksesta C-C ratapölkyn alapinnan tasosta, jossa vallitsee korkein pystyjännitys ratapölkyn tasossa radan pituudella.

## Liite 6. Vaakasiirtymäjakauma ratapenkereessä penglerlaatan yläpinnan tasossa

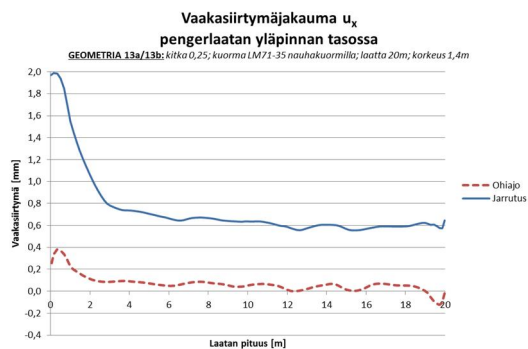
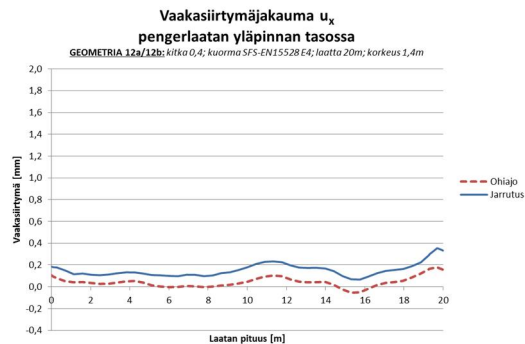
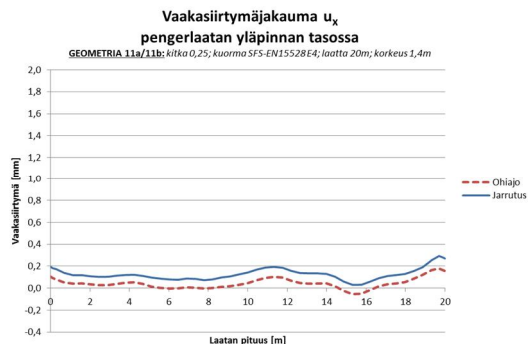
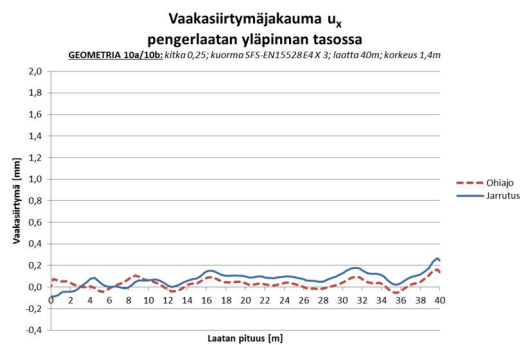
### Pistekuormat



### Mitoituskuormat

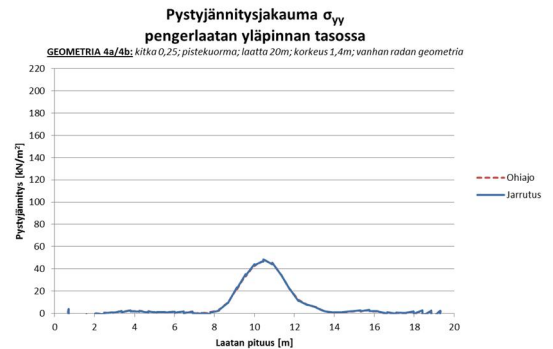
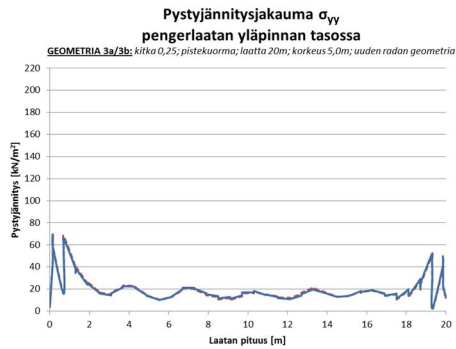
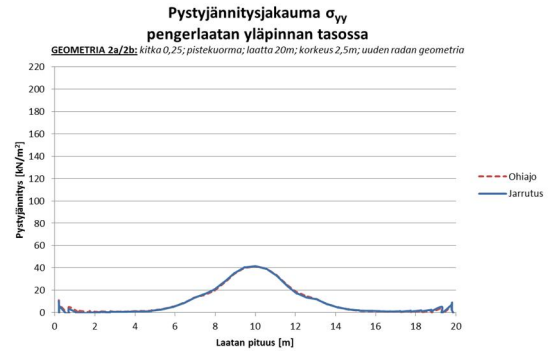
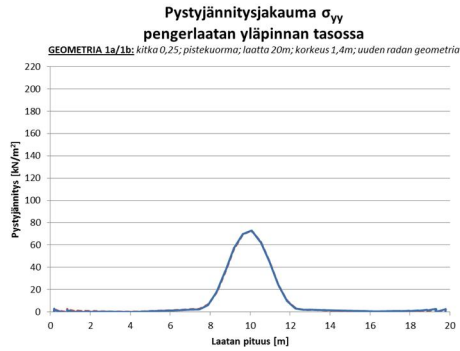


## Vaakasiirtymäjakauma ratapenkereessä pengerialaan yläpinnan tasossa Liite 6 (2/2)

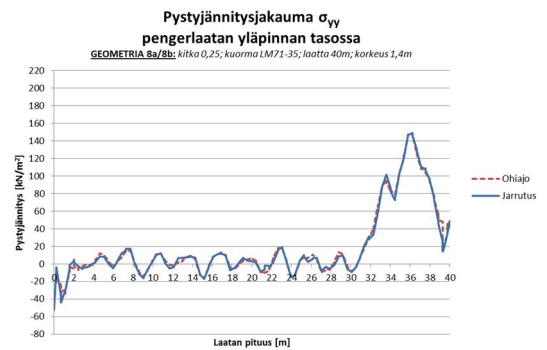
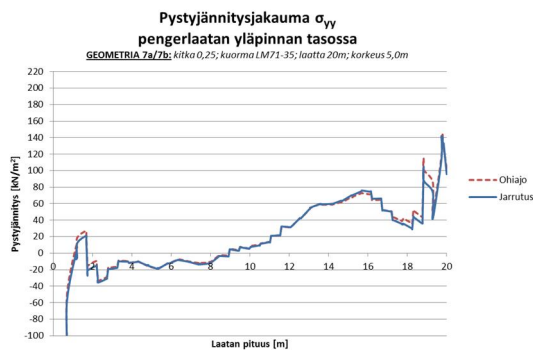
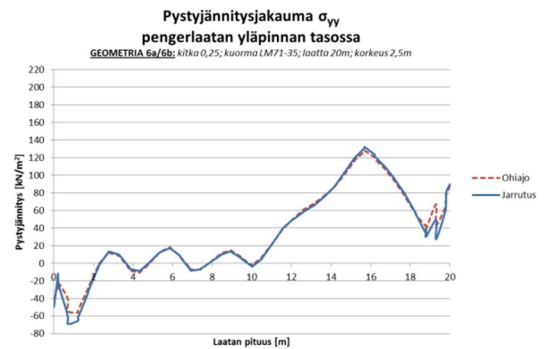
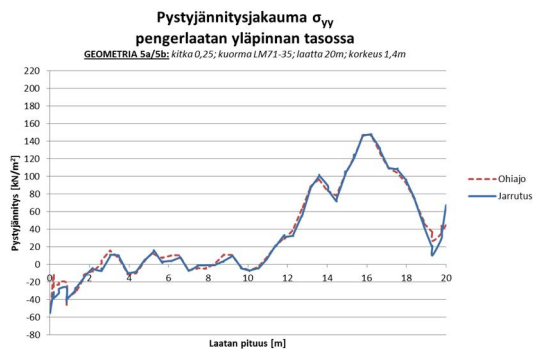


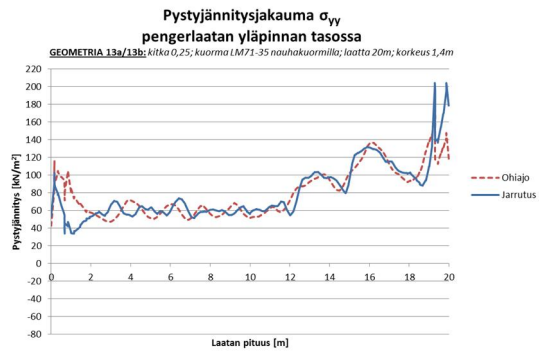
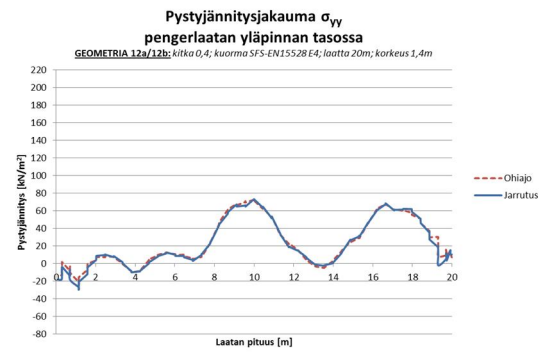
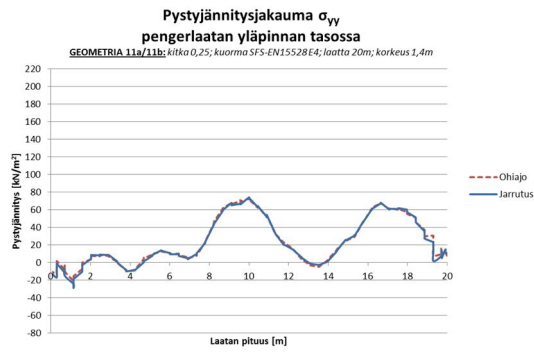
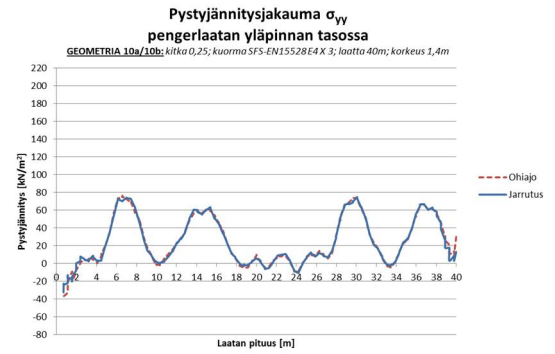
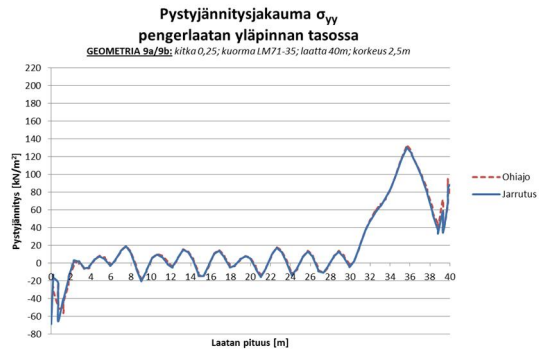
## Liite 7. Pystyjännitysjauma ratapenkereessä pengerlaatan yläpinnan tasossa

### Pistekuormat



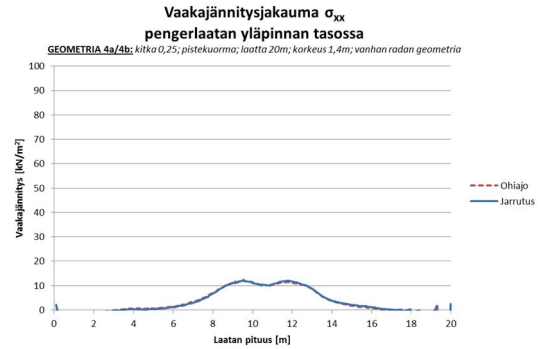
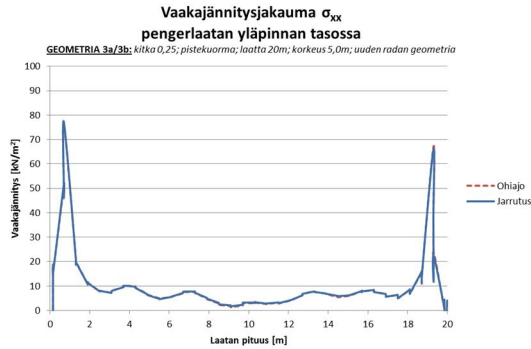
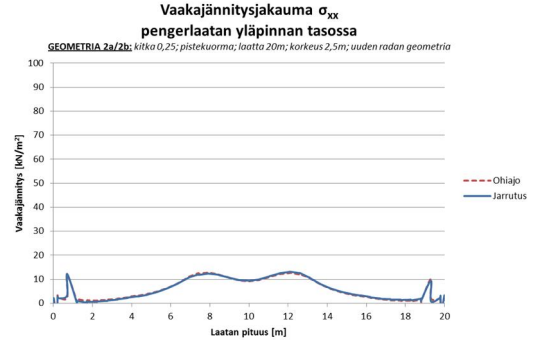
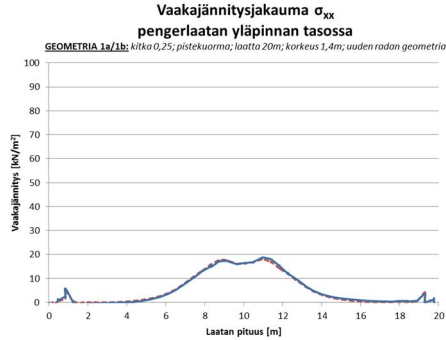
### Mitoituskuormat



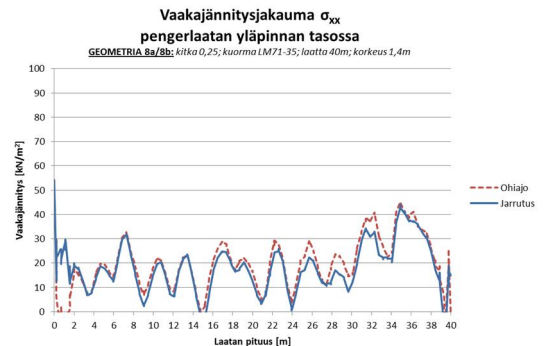
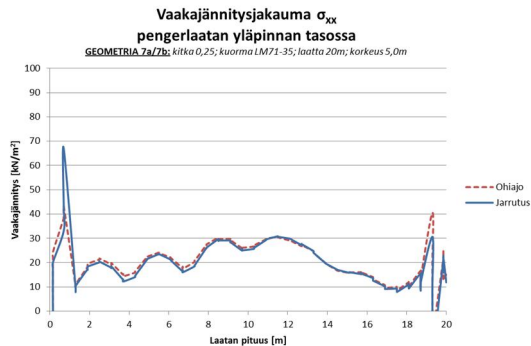
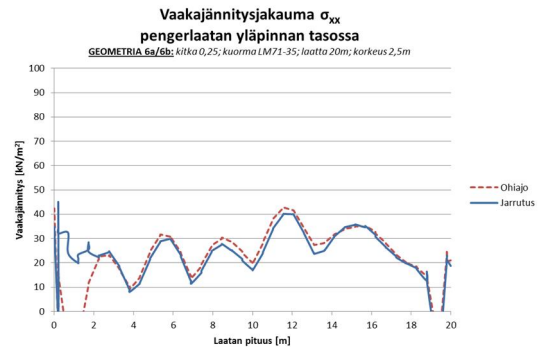
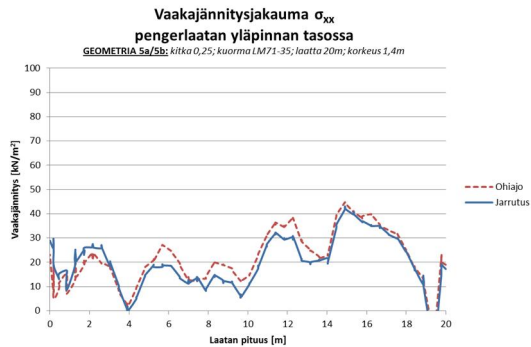


## Liite 8. Vaakajännitysjaakauma ratapenkereessä pengerlaatan yläpinnan tasossa

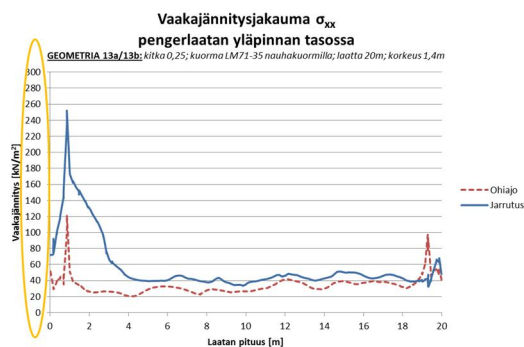
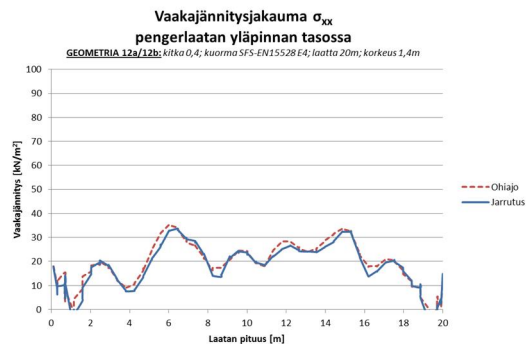
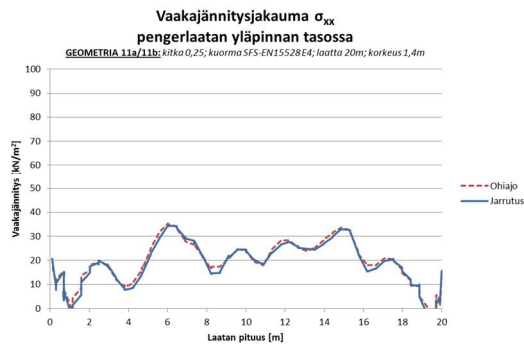
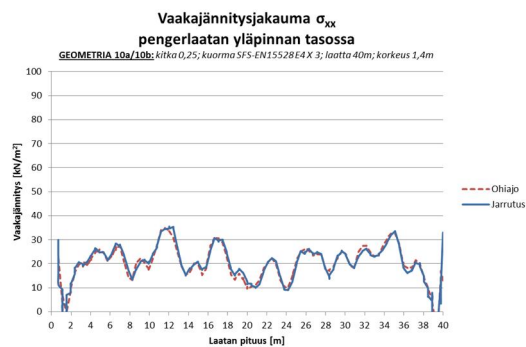
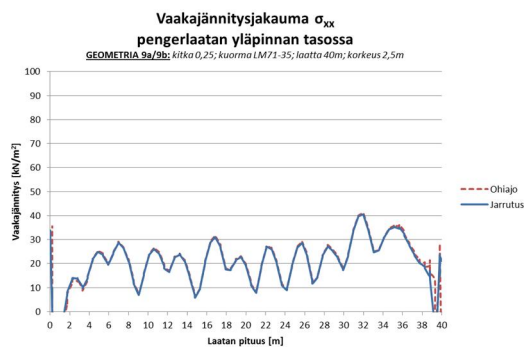
### Pistekuormat



### Mitoituskuormat



# Vaakajännitys jakauma ratapenkereessä pengerlaatan yläpinnan tasossa Liite 8 (2/2)





## Liite 9. Pengerlaatan vaakasiirtymä

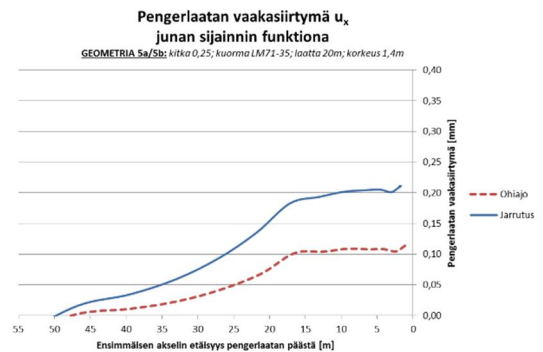
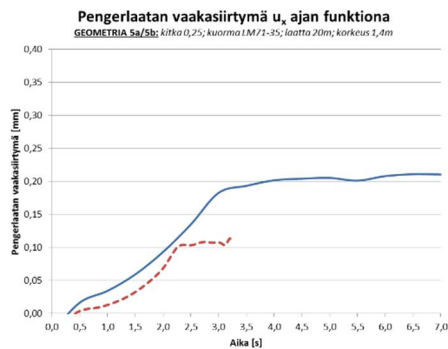
### Mittauspiste

Pengerlaatan vaakasiirtymä on mitattu yhdestä solmupisteestä (*node*), joka sijaitsee suoraan oikeanpuoleisimman paalun yläpuolella pengerlaatan keskellä. Tulos on tarkistettu muista kohdista pengerlaatan pituudelta. Alla esitetty tulos edustaa nimenomaan pengerlaatan (ei maan) vaakasiirtymää, ja oletetaan, että maakerros pengerlaatan päädyssä liikkuu yhtä paljon kuin pengerlaatta sitä työntää.

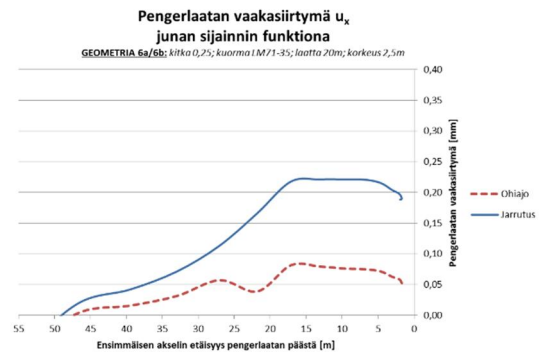
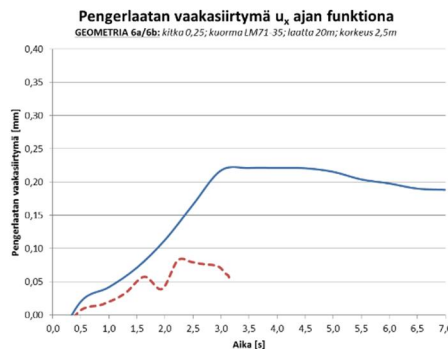
Paalu tukee mitattua solmupistettä pystysuunnassa, jolloin epärealistiset, geometriasta johtuvat verkkopinnan (*mesh*) epämuodostumat eivät vaikuta tulokseen. Esimerkiksi pengerlaatan leukapalkista mitattu vaakasiirtymä voi olla epäjohdonmukainen, koska leukapalkki taipuu hieman kuormituksen alla. Tämä vaikuttaa myös vaakasiirtymään.

### Mitoituskuormat

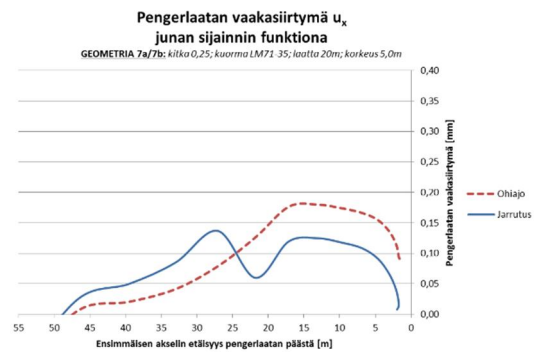
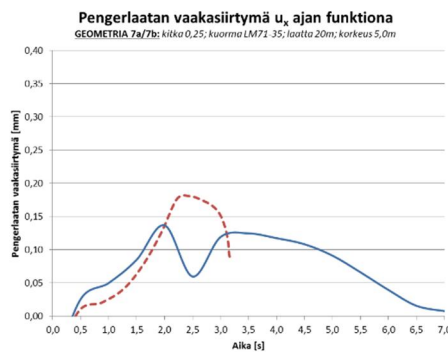
#### GEOMETRIA 5



#### GEOMETRIA 6

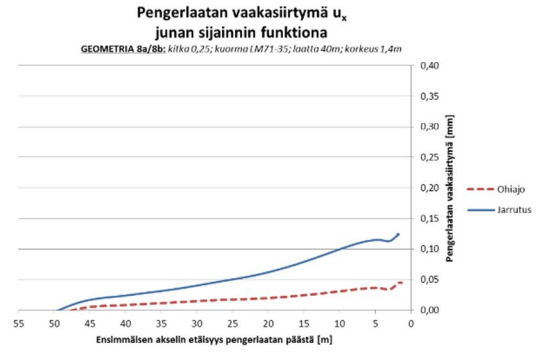
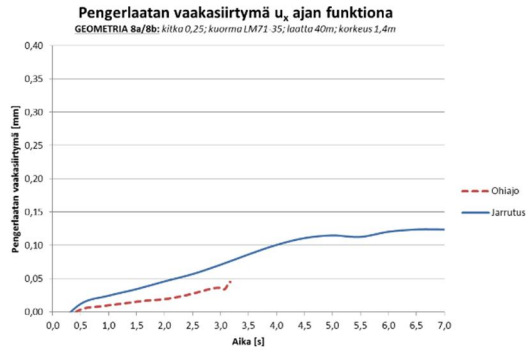


#### GEOMETRIA 7

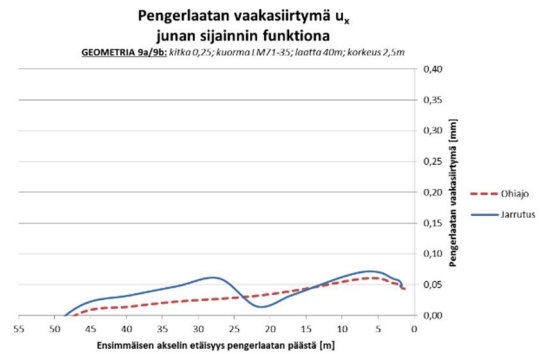
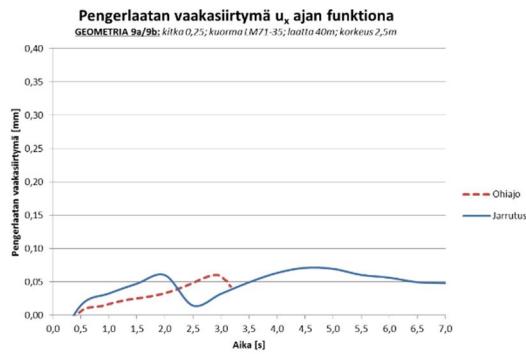




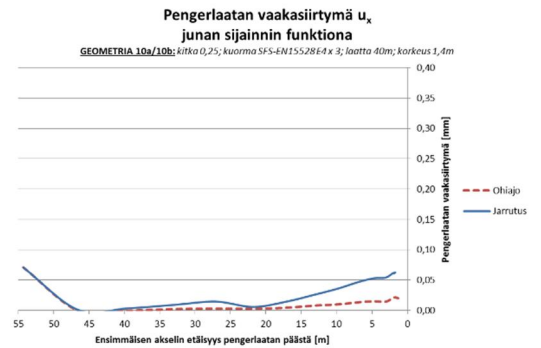
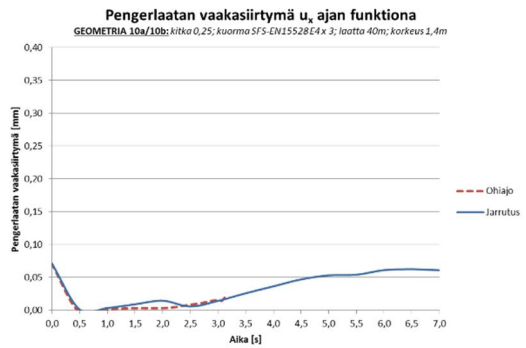
## GEOMETRIA 8



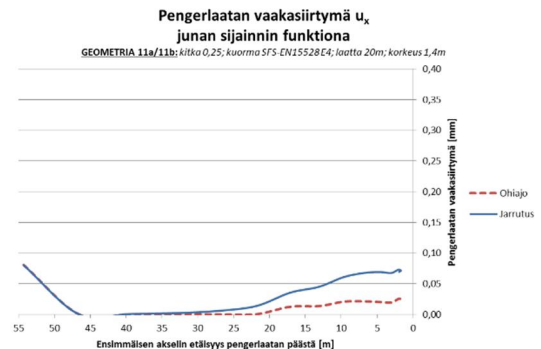
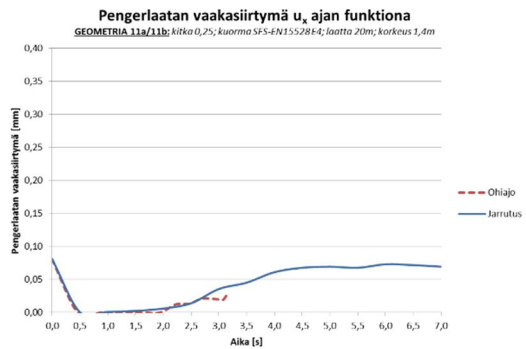
## GEOMETRIA 9



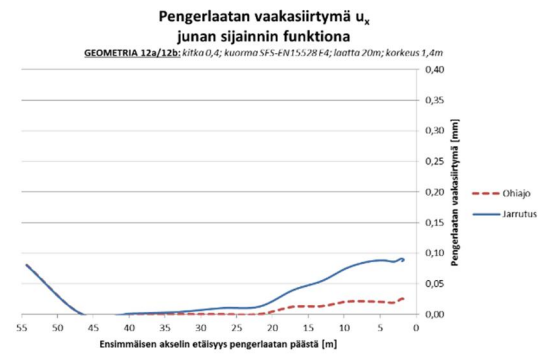
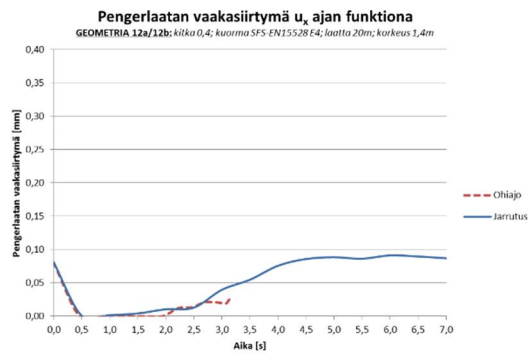
## GEOMETRIA 10



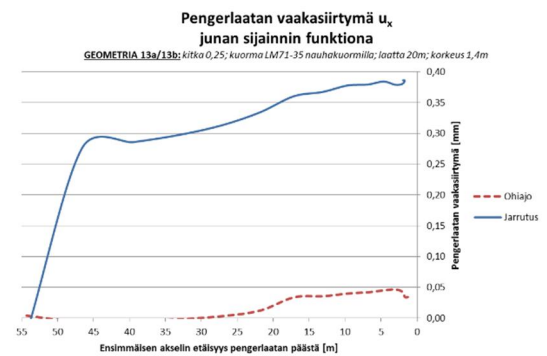
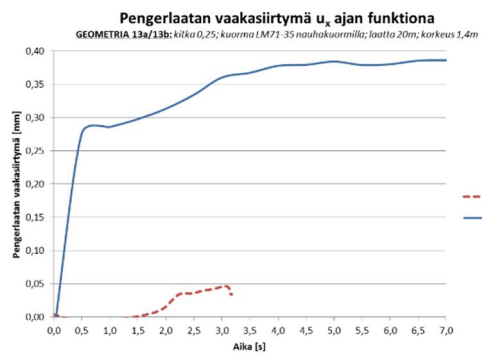
## GEOMETRIA 11



## GEOMETRIA 12

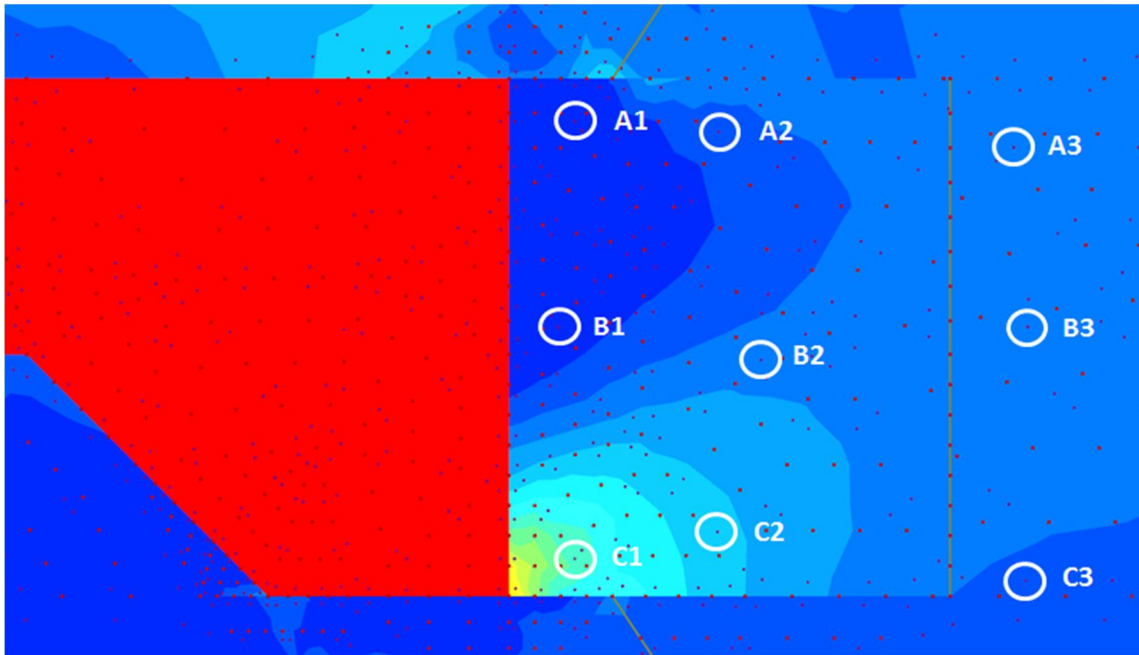


## GEOMETRIA 13



## Liite 10. Pengerlaatan pään vaakajännitys

### Mittauspisteet



Pengerlaatan pään eli leukapalkin vaakajännitys on mitattu yhdeksästä mittauspisteestä (A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3) pengerlaatan oikeassa päädyssä maakerroksesta. Jokaisesta mittauspisteestä on tallennettu vaakajännitys ajan ja junan sijainnin suhteen. Tuloksista on muodostettu yksi keskimääräinen vaakajännitysarvo ajan ja junan sijainnin suhteen. Nämä on esitetty alla kuvaajissa.

On hyvä huomata *esitettyjen tulosten ulkopuolelta*, että vaakajännitys ei ole vakio leukapalkin pinnan korkeussuunnassa kaikissa LM71-35 -geometrioissa (5, 6, 7, 8, 9, 13). Vaakajännitys alapuoliskolla (keskiarvo mittauspisteistä B1, B2, B3, C1, C2, C3) on hyvin johdonmukaisesti 15-25 % suurempi kuin esitetty keskimääräinen vaakajännitys. Vaakajännitys yläpuoliskolla (keskiarvo mittauspisteistä A1, A2, A3, B1, B2, B3) on 25-120 % pienempi kuin keskimääräinen vaakajännitys. Yläpuoliskon vaakajännitys pienenee selvästi mitä lähemmäksi junakuorma etenee pengerlaatan päätyä kohti.

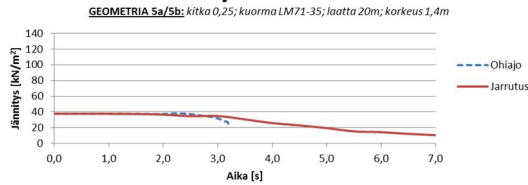
Ylä- ja alapuoliskon vaakajännitys alkaa pienenemään selvästi, kun juna saapuu pengerlaatan päälle. Vaakajännitys laskee edelleen mitä lähemmäksi juna etenee pengerlaatan päätyä kohti.

E4-geometrioissa (10, 11, 12) vaakajännitykset pengerlaatan päässä ovat erittäin pieniä, eikä ylä- ja alapuoliskon vaakajännityksissä ole havaittavissa merkittäviä eroja.

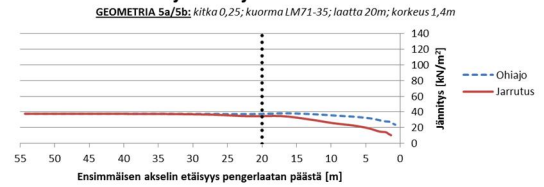
## Mitoituskuormat

### GEOMETRIA 5

Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
ajan suhteen

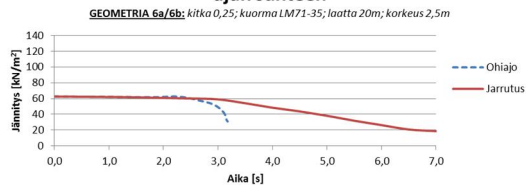


Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
junan sijainnin suhteen

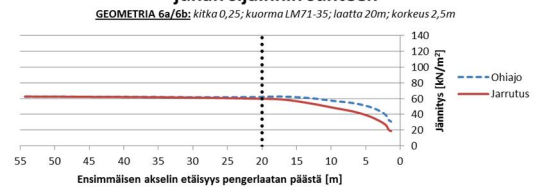


### GEOMETRIA 6

Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
ajan suhteen

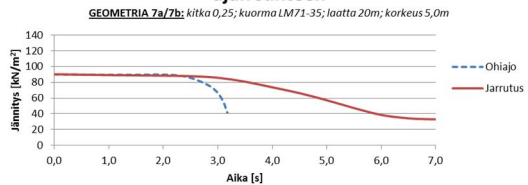


Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
junan sijainnin suhteen

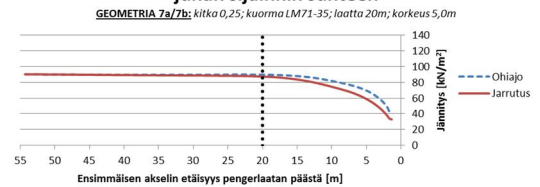


### GEOMETRIA 7

Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
ajan suhteen

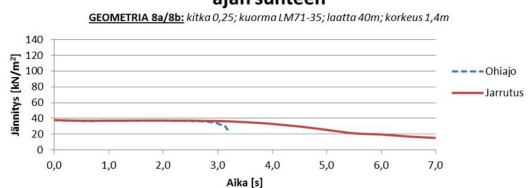


Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
junan sijainnin suhteen

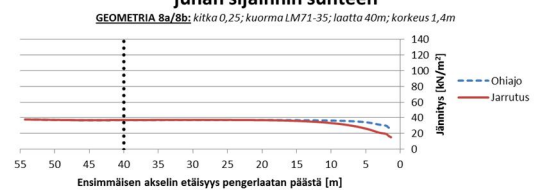


### GEOMETRIA 8

Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
ajan suhteen

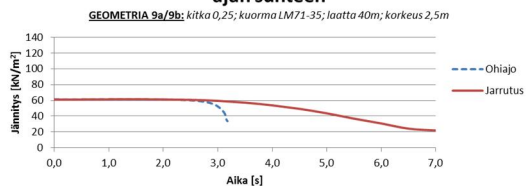


Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
junan sijainnin suhteen

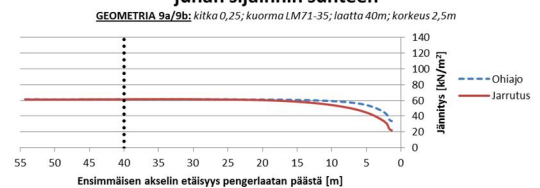


### GEOMETRIA 9

Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
ajan suhteen

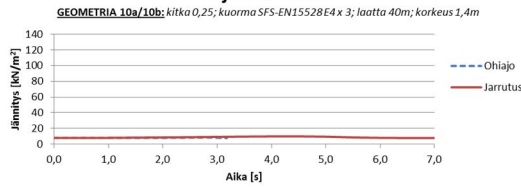


Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys  
junan sijainnin suhteen

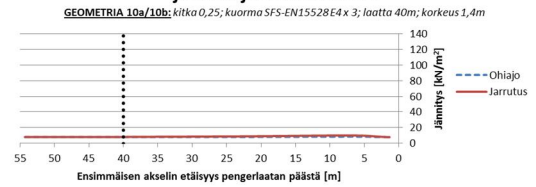


## GEOMETRIA 10

### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys ajan suhteen

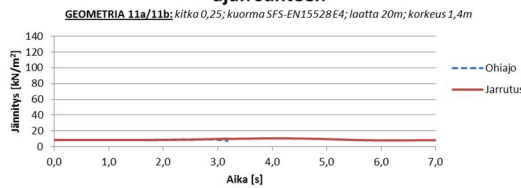


### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys junan sijainnin suhteen

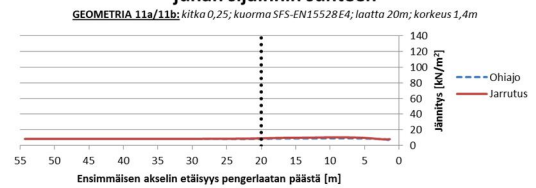


## GEOMETRIA 11

### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys ajan suhteen

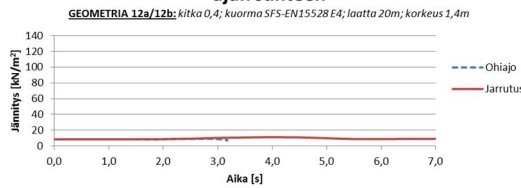


### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys junan sijainnin suhteen

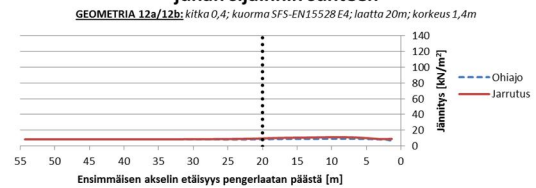


## GEOMETRIA 12

### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys ajan suhteen

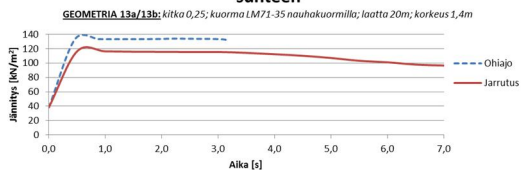


### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys junan sijainnin suhteen

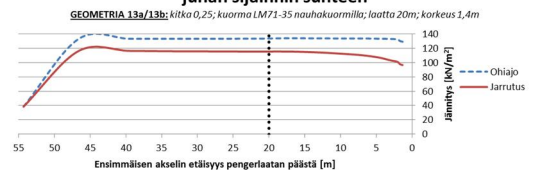


## GEOMETRIA 13

### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys ajan suhteen



### Pengerlaatan pään keskimääräinen vaakajännitys junan sijainnin suhteen



## Liite 11. Pengerlaatan pään alustaluku

### Mittausmenetelmä

Esitetty vaakasuuntainen alustaluku on keskimääräinen vaakajännitys (Liite 10) jaettuna vaakasiirtymällä (Liite 9). Keskimääräinen vaakajännitys on mitattu yhdeksästä mittauspisteestä maa-kerroksesta pengerlaatan pään vierestä. Vaakasiirtymä on mitattu pengerlaatan liikkeenä. Maa-kerroksen pengerlaatan päässä oletetaan liikkuvan vaakasuunnassa pengerlaatan vaakasiirtymän verran.

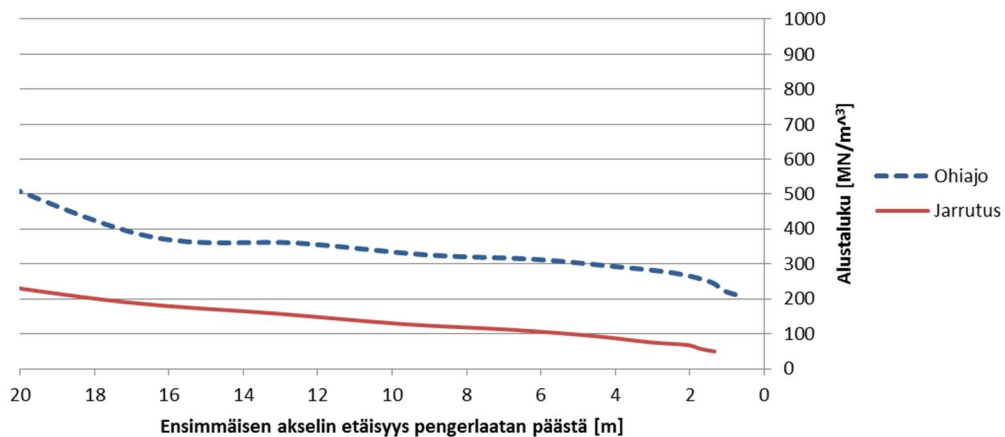
Geometrian 7b (jarrutus) epätavanomainen alustalukukäyrä johtuu vaakasiirtymästä [Liite 9 (2/3)], joka poikkeaa selvästi muista geometrioista. Vaakasiirtymän pitävyys geometriassa 7b on tarkistettu. Kaikki mittauspisteet pengerlaatatessa esittävät saman vaakasiirtymän.

Geometrian 13a (ohiajo) alustaluku on pienimmilläänkin noin 3000 MN/m<sup>3</sup>, joka on skaalattu kuvaajan ulkopuolelle.

### Mitoituskuormat

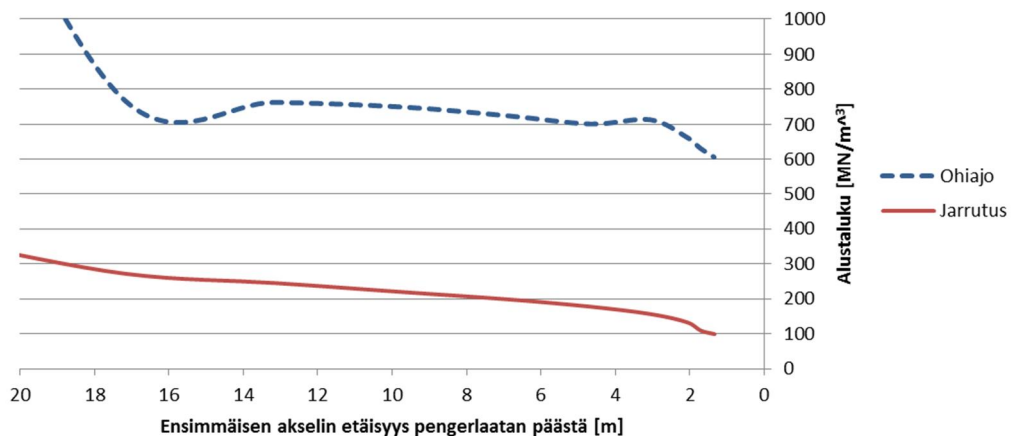
#### Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku $c_m$ junan sijainnin funktiona

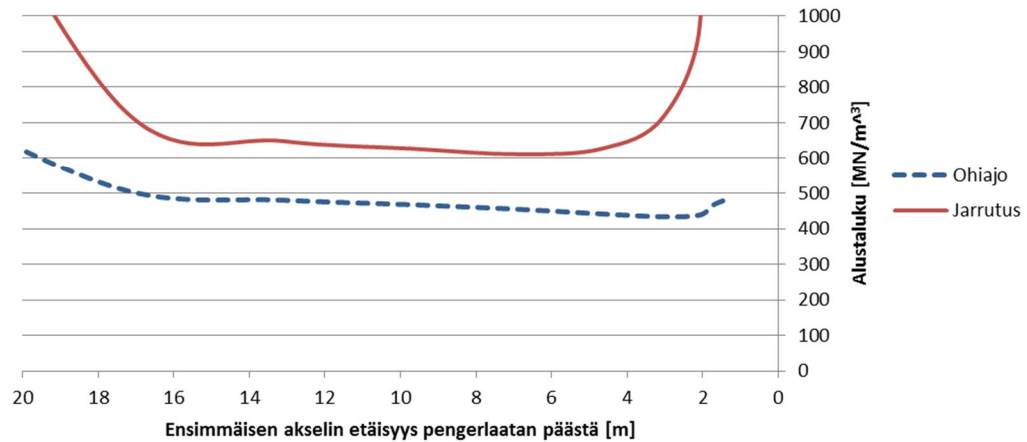
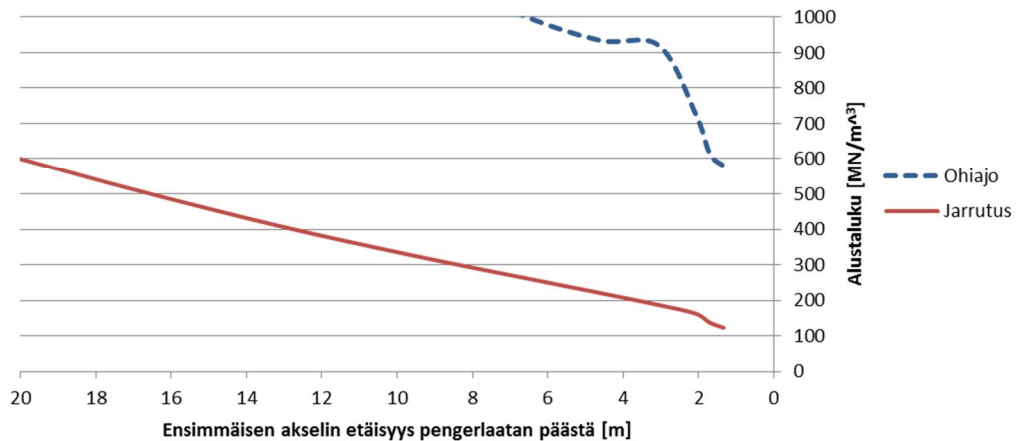
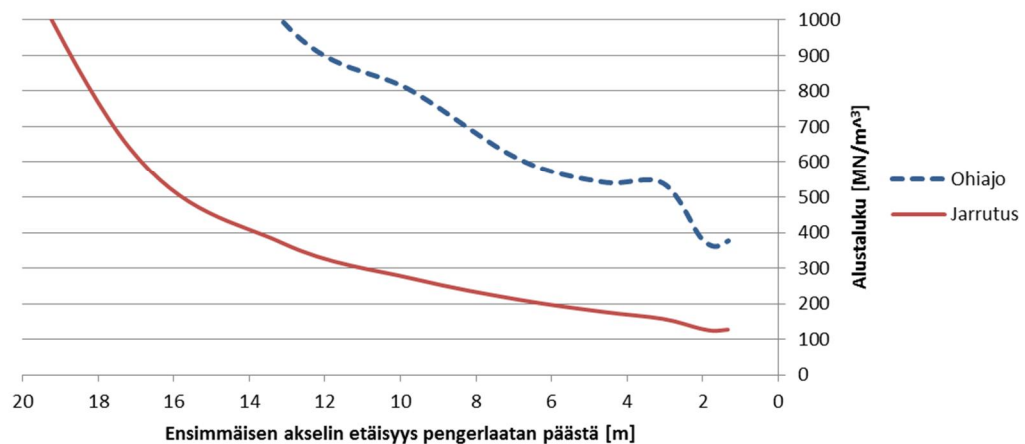
GEOMETRIA 5a/5b: kitka 0,25; kuorma LM71-35; laatta 20m; korkeus 1,4m



#### Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku $c_m$ junan sijainnin funktiona

GEOMETRIA 6a/6b: kitka 0,25; kuorma LM71-35; laatta 20m; korkeus 2,5m

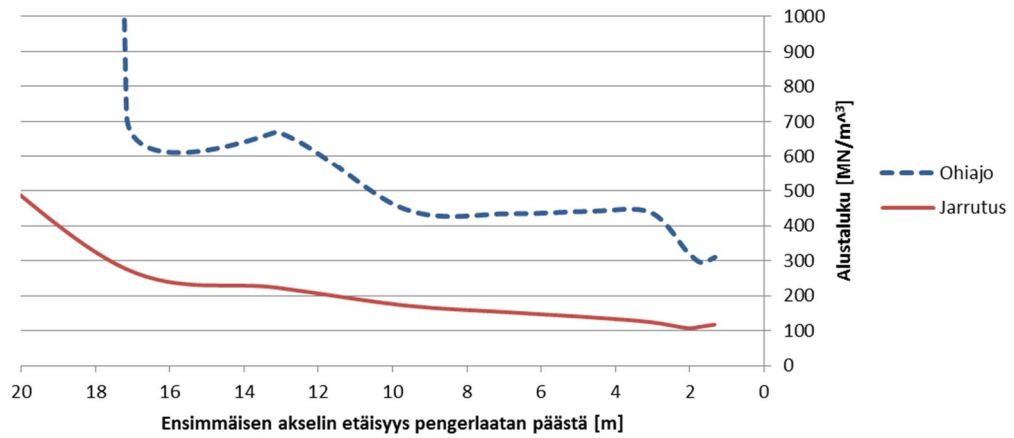


**Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku  $c_m$  junan sijainnin funktiona**GEOMETRIA 7a/7b: kitka 0,25; kuorma LM71-35; laatta 20m; korkeus 5,0m**Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku  $c_m$  junan sijainnin funktiona**GEOMETRIA 8a/8b: kitka 0,25; kuorma LM71-35; laatta 40m; korkeus 1,4m**Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku  $c_m$  junan sijainnin funktiona**GEOMETRIA 10/10b: kitka 0,25; kuorma SFS-EN15528 E4 x 3; laatta 40m; korkeus 1,4m



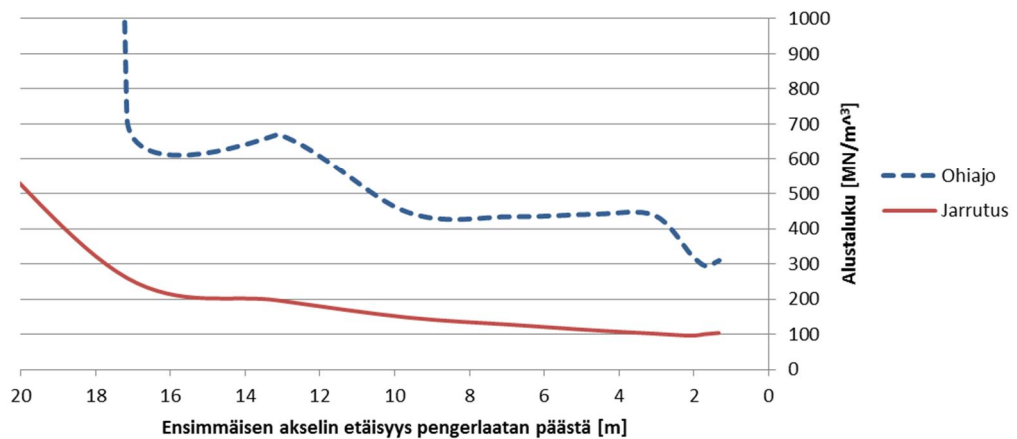
### Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku $c_m$ junan sijainnin funktiona

**GEOMETRIA 11a/11b:** kitka 0,25; kuorma SFS-EN15528 E4; laatta 20m; korkeus 1,4m



### Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku $c_m$ junan sijainnin funktiona

**GEOMETRIA 12a/12b:** kitka 0,4; kuorma SFS-EN15528 E4; laatta 20m; korkeus 1,4m



### Pengerlaatan vaakasuuntainen alustaluku $c_m$ junan sijainnin funktiona

**GEOMETRIA 13a/13b:** kitka 0,25; kuorma LM71-35 nauhakuormilla; laatta 20m; korkeus 1,4m

